



TITLE:

地盤材料の弾-塑性挙動と構造物基礎の設計への応用に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

西, 好一

CITATION:

西, 好一. 地盤材料の弾-塑性挙動と構造物基礎の設計への応用に関する研究. 京都大学, 1983, 工学博士

ISSUE DATE:

1983-07-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r5056>

RIGHT:

地盤材料の弾一塑性挙動と構造物基礎の
設計への応用に関する研究

昭和 57 年 9 月

西 好 一

地盤材料の弾一塑性挙動と構造物基礎の 設計への応用に関する研究

昭和 57 年 9 月

西 好 一

緒 論

常時・地震時を問わず，構造物基礎地盤および斜面・盛土などの土構造物の支持力・変形問題を取り扱う時，通常は地盤材料の強度定数を用いた極限解析による安定性の検討および弾性理論による地盤内応力・変形の予測がそれぞれ独立に行われることが多い。小規模の構造物基礎・土構造物および頻繁に使われる基礎型式に対する設計理念として，これら諸理論の活用，発展は必要欠くべからざるものである。しかし，これらの多くはモデル実験や小規模の現地実験などから得られた諸数値に基づいて規定されており，近年の大型化する構造物基礎や長大切り斜面などへ直接適用するには多くの問題点を抱えていると言わざるを得ない。例えば，砂質地盤上での構造物の設計は支持力よりは変形量で決定されることが多く，したがって強い非線型性を示す地盤材料の物性評価が課題となる。また，地盤内部での局所的な破壊によりその性状を異にする基礎底面での接地圧分布の推定は，地震時における構造物の応答特性評価に大きな影響を及ぼす。さらに，構造物の大型化に伴ない洪積地盤や第三紀層から成る地盤および断層破碎帯を介在する岩盤にその基礎を求めようとする場合，あまり厳密に議論されなかった変形に対する推定方法も議論を呼ぶであろうし，設計地震動の大きさによってはそれらの地震時安定問題の解明も今後の課題として取り上げることができよう。また，軟岩を含む強く過圧密された粘性土地盤から成る長大斜面の安全性評価には時間の推移とともに低下する強度特性を考慮した安定解析手法の確立も重要な課題として残されている。

幸い，有限要素法で代表される強力な数値解析手法と電子計算機の発達および地盤調査法の発展により，地盤材料の非線型性はもとより非等方性・非均質性をも加味した形で地盤の応力・変形状を議論できるようになってきた。このような解析手法を用いる場合，通常次の手順により安定解析が行われよう。(1)各種地盤調査に基づく対象地盤のモデル化，(2)地盤材料の物性評価，(3)境界・初期条件および外力条件の設定，(4)差分法，有限要素法等の解析手法の選択，(5)地盤および構造物～地盤系の安定解析の実施。以上の過程を踏まえて構造物及びそれを支持する地盤の安定性を議論する場合，入力データとしての地盤材料物性の評価は大きな意味を有していることは明らかである。

有限要素法等の数値解析手法を用いて解析を進める場合，現在では地盤材料の非線型変形特性を考慮するために，応力あるいはひずみレベルに応じて弾性係数を変化させていく非線型弾性解析手法によることが多い。このような手法に基づき多くの成果，知見が得られているが，この手法の物性評価にはかなり大胆な仮定が設けられており，地盤材料固有の諸特性を考慮し

た解析であるとは言い難い。すなわち、弾性理論によると地盤材料の変形は2つの弾性定数、例えばヤング率とポアソン比で規定され、それらは通常、三軸圧縮試験機を用いた側圧一定、軸圧増加の試験結果から決定される。このようにして得られた応力～ひずみ関係は極めて簡潔であるし、解析への導入も容易である。しかし、そこには地盤内で生じるあらゆる応力経路に対して単一の応力経路から得られる応力～ひずみ関係が成立することが前提とされるわけであるが、これに関する根拠は薄いと言わざるを得ない。さらに、地震時挙動の解明に際してはこの他に、粘性及び塑性変形によりもたらされる応力～ひずみ曲線の履歴ループを等価な剛性率と減衰定数におきかえて行う等価線型化手法もしばしば用いられるが、強震時において発生するであろう累積ひずみや間げき水圧上昇に伴う強度の低下、および地震後の残留変形の評価に対しては、より一層の物性解明が必要とされよう。

周知のように地盤材料は強い非線型性及び非弾性的特性、すなわちダイレイタンス、載荷速度・応力経路依存性を示し、さらに中間主応力や地盤が受けている初期応力の効果の変形に及ぼす影響は大きいものである。したがって、上記した安定解析手法をさらに発展させていく一手法として、このような地盤材料の特性を究明し、解析に導入すると共に設計面への応用へと発展させていくことが考えられよう。

本論文は、上記した観点に基づき各種地盤材料の示す弾－塑性挙動に着目して行った実験的・理論的研究成果及び2、3の応用実証研究について述べたものである。すなわち、第Ⅰ編では各種載荷条件下における砂及び軟岩の力学的挙動を弾－塑性論的見地に基づき考察し、それらの変形挙動を表示しうる構成式について述べる。第Ⅱ編ではマッドコンクリート基礎及び埋設管の土圧・変形問題、ならびに杭に作用するネガティブフリクション問題へ第Ⅰ編で提案する弾－塑性構成式の適用を計り、その解析結果を従来の解析法による結果、現場実測結果及び模型実験結果と比較・検討した結果について述べる。

目 次

緒 論

第 I 編 地盤材料の弾－塑性挙動と構成式に関する研究

第 1 章	序 論	1
第 1 節	概 説	1
第 2 節	既往の研究	2
2 - 1	強度理論	2
2 - 2	変形理論	4
第 3 節	弾－塑性理論の概要	6
第 2 章	砂の弾－塑性挙動と構成式	9
第 1 節	概 説	9
第 2 節	実験装置・試料および実験内容	9
2 - 1	実験装置	9
2 - 2	実験試料	10
2 - 3	実験内容	10
第 3 節	実験結果とその考察	12
3 - 1	等方圧密試験	12
3 - 2	等方圧密後の三軸圧縮試験	13
3 - 3	等方圧密後の三軸伸張試験	17
3 - 4	等方圧密後の繰返し試験	20
3 - 5	異方圧密後の三軸圧縮・伸張試験	24
第 4 節	弾－塑性構成式の誘導	28
4 - 1	降伏条件式と硬化関数	28
4 - 2	塑性ポテンシャル	33
4 - 3	構成式の誘導	39
4 - 4	構成式の検証	43
第 5 節	ま と め	46

第 3 章	砂の液状化と構成式の拡張	4 8
第 1 節	概 説	4 8
第 2 節	実験装置, 試料および実験内容	4 9
2 - 1	実験装置	4 9
2 - 2	実験試料	5 4
2 - 3	実験内容	5 4
第 3 節	実験結果とその考察	5 4
3 - 1	ダイレイタンシー限界	5 4
3 - 2	振動載荷時における平衡状態	5 8
3 - 3	平衡状態線の定式化	6 1
3 - 4	初期液状化後の変形特性	6 8
第 4 節	平衡状態に基づく弾 - 塑性構成式	6 9
4 - 1	降伏条件式と硬化法則	6 9
4 - 2	有効応力経路の予測式	7 4
4 - 3	構成式の検証	7 5
第 5 節	ま と め	8 3
第 4 章	軟岩の弾 - 塑性挙動	8 5
第 1 節	概 説	8 5
第 2 節	実験装置・試料および実験内容	8 7
2 - 1	実験装置	8 7
2 - 2	実験試料	9 0
2 - 3	実験内容	9 1
第 3 節	泥岩の各種載荷条件下における強度 - 変形特性	9 1
3 - 1	種々なひずみ速度下での圧密非排水試験における強度 - 変形特性 ...	9 1
3 - 2	圧密排水試験における強度 - 変形特性	9 6
3 - 3	クリープ特性	9 9
3 - 4	振動載荷試験における強度 - 変形特性	1 0 5
第 4 節	各種載荷試験結果の統一的解釈	1 1 5
4 - 1	平衡状態	1 1 5
4 - 2	強度のひずみ速度依存性	1 1 7

4 - 3	有効応力に基づく破壊規準	1 1 8
4 - 4	破壊時ひずみ	1 1 9
4 - 5	破壊規準の統一的解釈	1 2 0
第 5 節	弱面を有する泥岩の強度 - 変形特性	1 2 6
5 - 1	応力 - ひずみ関係と有効応力径路	1 2 6
5 - 2	破壊規準	1 3 4
5 - 3	強度のひずみ速度依存性	1 3 6
第 6 節	泥岩のせん断剛性率	1 3 7
6 - 1	ひずみ依存性	1 3 8
6 - 2	ひずみ履歴依存性	1 3 9
6 - 3	拘束圧依存性	1 4 1
6 - 4	初期軸差応力依存性	1 4 4
第 7 節	ま と め	1 4 7
第 5 章	結 論	1 4 9

第 II 編 弾 - 塑性構成式による構造物基礎の設計手法

第 6 章	序 論	1 5 3
第 7 章	有限要素法に基づく大型構造物基礎の設計手法	1 5 5
第 1 節	概 説	1 5 5
第 2 節	砂礫の力学特性	1 5 6
2 - 1	地盤の概要	1 5 6
2 - 2	三軸圧縮試験による砂礫の力学特性	1 5 7
2 - 3	各種試験による弾性定数の比較	1 6 0
2 - 4	弾 - 塑性構成式の適用性	1 6 3
第 3 節	有限要素法による基礎 - 地盤系の土圧・変形解析	1 6 6
3 - 1	対象とした基礎の概要と計測	1 6 6

3 - 2	弾性解析における地盤モデルと解析手順	1 6 7
3 - 3	弾性解析結果と実測結果との比較	1 6 9
3 - 4	弾－塑性解析における地盤モデルと解析手順	1 7 1
3 - 5	弾－塑性解析結果と実測結果との比較	1 7 4
第 4 節	ま と め	1 7 8
第 8 章	有限要素法に基づく埋設管の設計手法	1 8 0
第 1 節	概 説	1 8 0
第 2 節	既往の解析方法	1 8 1
第 3 節	管－地盤系の相互作用に関するケーススタディ	1 8 2
3 - 1	解析手法	1 8 2
3 - 2	問題の設定	1 8 2
3 - 3	管剛性の影響	1 8 4
3 - 4	支持地盤剛性の影響	1 8 7
3 - 5	支持地盤の沈下性状が管の挙動に及ぼす影響	1 8 9
第 4 節	大型模型実験とその解析	1 9 4
4 - 1	実験装置・試料および実験方法	1 9 4
4 - 2	計算結果と実験結果との比較・検討	1 9 6
第 5 節	潮位変動時の管の挙動	2 0 0
第 6 節	ま と め	2 0 3
第 9 章	杭のネガティブフリクションに対する設計手法	2 0 5
第 1 節	概 説	2 0 5
第 2 節	模型実験による杭周面せん断特性	2 0 7
2 - 1	試料・実験装置および実験方法	2 0 7
2 - 2	実験結果	2 0 9
2 - 3	単杭における杭周面せん断特性	2 1 1
2 - 4	群杭における杭周面せん断特性	2 1 4
第 3 節	現場実測による N.F 特性	2 1 6
3 - 1	現場実験の概要	2 1 6

3 - 2	実験結果	2 1 8
3 - 3	杭周面に作用するせん断応力	2 2 1
第 4 節	群杭効果の簡易算定法	2 2 2
第 5 節	有限要素法による N.F の解析	2 2 6
5 - 1	地盤材料の構成式	2 2 6
5 - 2	杭－地盤間におけるすべり現象の導入	2 2 9
5 - 3	模型実験を対象とした数値解析	2 3 0
5 - 4	現場実験を対象とした数値解析	2 3 1
第 6 節	ま と め	2 3 3
第 10 章	結 論	2 3 5
参考文献	2 3 7
謝 辞	2 4 9

第 I 編

地盤材料の弾一塑性挙動と構成式に関する研究

第1章 序 論

第1節 概 説

地盤材料が他の材料，例えば金属材料などと異なる点は，(1) せん断応力の作用によって，塑性的な体積変化が生じる（ダイレイタンスー特性），(2) 等方圧力（拘束圧力）の大きさが強度－変形特性に大きな影響を及ぼし，かつその作用により塑性変形が生じる，の2点に集約されよう。

周知の様に，地盤材料は過去に受けた応力履歴や今後受けるであろう応力経路に依存した変形特性を示す。また，その強度－変形特性は載荷速度に依存し，堆積条件などによっては強い異方性を示すことも良く知られている。しかし，これらは地盤材料のみが示す固有の特性ではなく，上述した2つの特性がこれらと重なりあった形でその力学挙動が支配されているものと考えられよう。

本編では，上述した観点に基づき，各種載荷条件下における地盤材料の力学的挙動，特に塑性変形挙動に着目した実験的・理論的研究成果について述べるものである。本編は以下の内容により構成されている。

本章第2節で地盤材料の強度－変形特性に関する既往の研究成果を概観した後，第3節では本論文の骨子となる弾－塑性理論の概要について述べる。

第2章は，三軸圧縮・伸張条件下での砂の変形挙動を記述しうる構成式について述べるものである。まず，砂の塑性変形挙動に着目した実験ならびに考察を行った後，弾－塑性論および基礎的実験から得られた基本関係式に基づき，その降伏条件式，硬化関数および塑性ポテンシャルを提示する。さらに，地盤の変形問題への適用を目的とし，一般応力条件下での構成式を誘導すると共にその妥当性についての検証を行う。

第3章は，第2章で明らかにされた基本的実験結果に基づき，飽和砂を対象とした非排水繰返し荷重下での弾－塑性挙動について考察を行うものである。特に，従来砂の力学特性を支配する主要なパラメーターと考えられている相対密度の他に圧密履歴の影響について言及し，正規および過圧密砂の変形挙動をこの観点から論じると共にダイレイタンスーの発生限界及び繰返し荷重下における平衡状態の概念を基本として新しい降伏特性とそれに基づく弾－塑性構成式を提示する。そして，非排水条件下で示す飽和砂の応力～ひずみ挙動に関する実験結果と構

成式による計算結果との比較を行う。

第4章では、泥岩を主体とした軟岩の力学特性に関する実験的研究成果について述べる。特に定ひずみ速度試験およびクリープ試験の結果から軟岩の強度－変形特性に対する時間依存特性について述べると共に振動荷重下での破壊条件ならびに各種載荷条件下における強度特性の統一的解釈、弱面を有する泥岩の強度特性およびせん断剛性率を主体とした弾性変形特性に関する考察を行う。

第2節 既往の研究

2-1 強度理論

土質力学においてよく引用されるのは、Mohr－Coulombの規準である。これは、Mohrの規準で表わされる包絡線を直線と仮定し、定数C（粘着力）と ϕ （内部摩擦角）を用いて次式のように表わされる。

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2C \cdot \cos \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin \phi \quad (\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3) \quad (1-1)$$

上式は、極限つり合いに基づく土圧論および支持力論における中心的役割を果たす式であるが、その他に代表的な強度理論として周知のTrescaおよびVon－Misesの規準が上げられる。Trescaの説は最大せん断応力説とも呼ばれ次式で表わされる。

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \text{const.} \quad (\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3) \quad (1-2)$$

Von－Misesの規準は偏差ひずみエネルギーが、ある限界値に達した時破壊が生じるとするものであり、正八面体せん断応力一定説として知られ次式で表わされる。

$$\tau_{\text{oct}} = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} = \text{Const.} \quad (1-3)$$

地盤材料は、一般に拘束圧の大きさにより破壊強度が異なる。この拘束圧の効果を表わすた

めに提案されたのが次式で示す拡張された Tresca および拡張された Von-Mises 規準である。

$$\begin{aligned} \text{拡張された Tresca 規準: } & \{ (\sigma_1 - \sigma_2)^2 - (c + k \sigma_m)^2 \} \\ & \times \{ (\sigma_2 - \sigma_3)^2 - (c + k \sigma_m)^2 \} \times \{ (\sigma_3 - \sigma_1)^2 - (c + k \sigma_m)^2 \} = 0 \end{aligned} \quad (1-4)$$

$$\text{拡張された Von-Mises 規準: } \tau_{oct} - \alpha \cdot \sigma_m = K \quad (1-5)$$

ここに、 k 、 c 、 α 、 K は定数である。

上述した破壊規準のうち、いずれが土に対して妥当なものであるかを調べるために三主応力が独立に制御しうる試験装置や中空円筒供試体を用いた実験が数多く行われている。

Scott¹⁾ は砂を用いた Kirkpatrick と Kjellmann の実験結果をまとめ、砂の破壊は Mohr-Coulomb 規準と拡張された Tresca 規準の中間で示されるとし、しかも Mohr-Coulomb 規準に近い値をとっている。Mohr-Coulomb 規準は式(1-1)から明らかに中間主応力 σ_2 の影響は入ってこない形になっているが、その後この中間主応力の強度に及ぼす影響を調べるために多くの実験が行われた。

Bishop²⁾ は数種類の砂を用いた三軸圧縮試験により中間主応力が強度に及ぼす影響を認め、その強度変化を Mohr-Coulomb 規準に用いられている強度定数 ϕ の変化として表わす実験式を提案した。

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \frac{K_1}{1 - K_2 \sqrt{b(1-b)}} \quad (1-6)$$

ここに、 b は、中間主応力に関するパラメータ ($b = (\sigma_2 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)$) であり、 K_1 は $b = 0$ の時の内部摩擦角、 K_2 は強度に及ぼす中間主応力の影響度合を表わすパラメータである。上式によると圧縮側 ($b = 0$) と伸張側 ($b = 1$) とでは強度は互いに一致することになるが、Bishop は Cornforth³⁾ が平面ひずみ試験機を用いて行った実験結果から上式の妥当性を示している。また、Sutherland⁴⁾ は立方体の砂供試体を用いた実験結果から中間主応力が強度に及ぼす影響を認め、上式がほぼ妥当であることを示した。

柴田・軽部⁵⁾ は正規圧密された立方体の粘土を用いて実験を行い、Scott がまとめたものと同様の結果を示した。松岡・中井⁶⁾ は空間滑動面の概念を用いて三主応力下での破壊規準を提案している。また、Pearce⁷⁾ はケンブリッジ大学で開発された三主応力独立制御型の試験機

を用いて正規圧密粘土の破壊規準を調べ、Mohr - Coulomb規準でその破壊を表わしうるとしている。

上記した結果は、圧縮時の ϕ の値と伸張時の値が同一となるというものであるが、別の実験結果も報告されている。例えば、Green⁸⁾は砂供試体の密度を種々変えた実験を行い、密度が高いほど圧縮側と伸張側での ϕ の差は大きく、また b と ϕ との関係から平面ひずみ条件時を境として2本の直線で表わされる結果を示している。Lade と Duncan⁹⁾も Greenと同様の結果を示し、応力の第3次不変量を導入した三主応力条件下での破壊規準を提案している。

2-2 変形理論

1950年後半から、強度理論のみならず破壊へ至る過程に着目し土質材料の変形を対象とした論議が活発に行なわれるようになった。この内、Roscoeを中心とするグループ^{10) 11) 12) 13)}により展開された弾-塑性理論に基づく構成式の提示は、その後の研究に大きな影響を及ぼしたものの一つであろう。彼らは、粘土に対して個々に行なわれてきた実験結果(Hvoslevの破壊に対する考え方、Henkelの正規および過圧密粘土における実験¹⁴⁾)を整理・考察し、Drucker¹⁵⁾が提示した塑性理論におけるNormalityの概念を導入して新しい理論展開を行なっている。その理論は、それまでに別々に議論されていた圧密、せん断といった事項や圧密履歴および排水条件の違いによる変形挙動を統一的に解釈したことで大きな評価が与えられているが、材料の変形挙動を理想化して取り扱っているため現実の挙動を的確に表現しているとは言い難い点が幾つかみられる。例えば、過圧密領域にある粘土の挙動は先行圧密圧力で規定されるCap型の初期降伏曲面までは弾性的と仮定されているが、厳密に言えばせん断初期から塑性ひずみが生じる。また、塑性変形に伴う降伏曲面の拡大もしくは収縮を表わす硬化パラメータとして塑性体積ひずみを取り、ひずみ硬化時には体積の減少が、一方ひずみ軟化時には体積の膨脹が生ずるとしているため、砂や強く過圧密された粘土などのようにひずみ硬化時に、体積収縮から膨脹を示す材料の変形挙動を表現することができない。

Roscoeらの理論と並行して、わが国では太田¹⁶⁾が粘土の変形理論を展開した。その理論は、柴田¹⁷⁾により見出された正規圧密粘土のダイレイタンス特性に立脚したものであり、

Normalityの概念を導入して幅広い圧密履歴下での応力~ひずみ関係式を提示したものである。足立・西¹⁸⁾は、過圧密粘土のダイレイタンス特性に着目し、Roscoeらが示した状態曲面内で降伏関数を導入して、ひずみ硬化及び軟化を示す変形挙動を記述しうる弾-塑性構成式を提案している。また、足立・岡野¹⁹⁾は粘性土のクリープや応力緩和現象を評価するために、粘塑性理論に基づく構成式を提示し、Roscoeらの理論に時間依存性の変形挙動を含みこませた研究を

行っている。同様の観点に基づく理論構成が、関口²⁰⁾により展開された。

一方、砂に対しては Schofield と Wroth¹³⁾ が Granta Gravel と呼ばれる理想砂レキに関するモデルを提案している。Poorooshasb ら^{21) 22)} は、砂の降伏特性に関する実験を行い降伏関数は塑性ポテンシャル関数と一致しないという観点からその応力～ひずみ関係式を検討した。彼らの実験から得られた降伏関数は、軸差応力と有効平均主応力を座標軸とする応力平面上で原点を通る直線で示されているが、その後応力比一定試験でみられる塑性変形を表現するために新たな降伏関数を提案している。しかし、塑性ポテンシャルに関しては具体的な定式化を行っていない。Lade と Duncan⁹⁾ は、三主応力下における砂の変形挙動に関する実験結果から、Poorooshasb の考え方を基本とした構成式を提案している。なお、弾－塑性理論に基づく場合、硬化関数の設定が必要であるが、諸戸²³⁾ は消散エネルギーの観点から新しい状態関数を提案した。また、竜岡²⁴⁾ はせん断ひずみを応力径路に依存しないパラメータであるとしている。

上記した諸研究は、弾－塑性理論に立脚して行われたものであるが、土質材料の粒状性に着目した研究が Newland と Alley²⁵⁾ および Rowe^{26) 27)} により Roscoe らと並行した形で進められた。特に、Rowe の示した Stress-dilatancy 式はその物理的意味付けも含めてその後の研究に大きな影響を与えたものである。わが国では小田²⁸⁾ が粒状体の構造およびひずみ硬化の本質に着目した詳細な考察を行い、粒子構造および異方性に依存しない新しい Stress - dilatancy 式を提案している。さらに、Horn²⁹⁾ は粒状体のひずみ量について考察を加えると共に、粒子間の摩擦法則について論じた。松岡^{30) 31)} は、二次元アルミ棒積層体を用いた実験から、Rowe の Stress - dilatancy 式と類似の関係式を見出し、これともう一つの特徴式とを連立させることにより土質材料の構成式を提案している。村山^{32) 33) 34)} は、弾性および塑性状態にある砂の変形挙動を確率・統計理論に依拠して議論し、松岡と類似の構成式を示した。なお、Barden ら^{35) 36)} は Rowe の提案する Stress - dilatancy 式が幅広い応力径路に対して成立することを示し、各種応力条件下における塑性ポテンシャルを誘導している。彼らは砂の降伏特性に関しても実験を行い、Poorooshasb らと同様に応力比 (σ_1/σ_3) で降伏条件が定まるとし、塑性ポテンシャルと降伏関数が一致しないことを示した。

以上に、地盤材料の変形を議論していく方法として2通りの方法があることを述べた。土の粒状性に着目し微視的観点からその変形挙動を議論していく考え方は、基本となる法則性を見出そうという立場にあり、より本質的なものと考えられるが、最終的には弾性論などのように体系化された理論に基づいて構成され利用されていくものであろう。本編では、地盤材料の力学的挙動を三軸圧縮試験装置を用いた基本的実験に基づき考察し、弾－塑性理論に立脚した構

成式について論じることとする。

第3節 弾－塑性理論の概要

地盤内に生じる様々な応力経路や、地盤が今まで受けてきた履歴の影響を考慮していく考え方の一つに弾－塑性理論がある。

理論の詳細については文献^{37) 38)}

に譲るとして、ここでは後述する議論のために簡単にその考え方を述べておく。

弾－塑性理論では塑性変形の開始を定める降伏条件（応力を座標とする空間において、それは降伏曲面と呼ばれる）を設け、それに到達するまでは弾性変形のみが、また降伏条件を満足する応力状態に至ると弾性変形と塑性変形とが共存した形で変形が進み、それとともに降伏曲面が拡大していくと考える（図1－1，1－2参照）。この拡大（もしくは収縮）の仕方には種々なもの（等方硬化，移動硬化，異方硬化など）が考えられており、材料の特性に応じて設定されるものであるが、いずれにしても降伏時に生じるひずみ増分

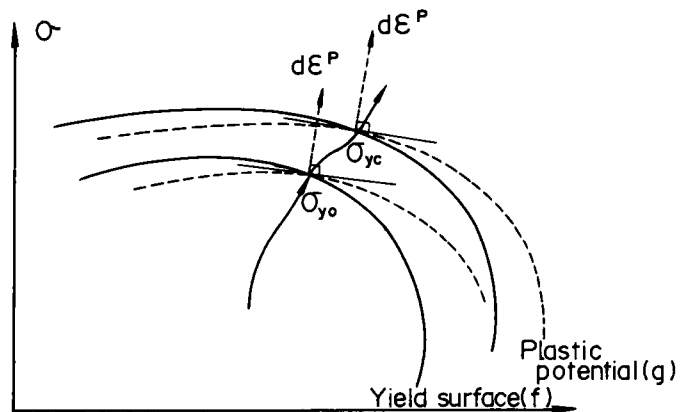


図1－1 降伏曲面と塑性ポテンシャル

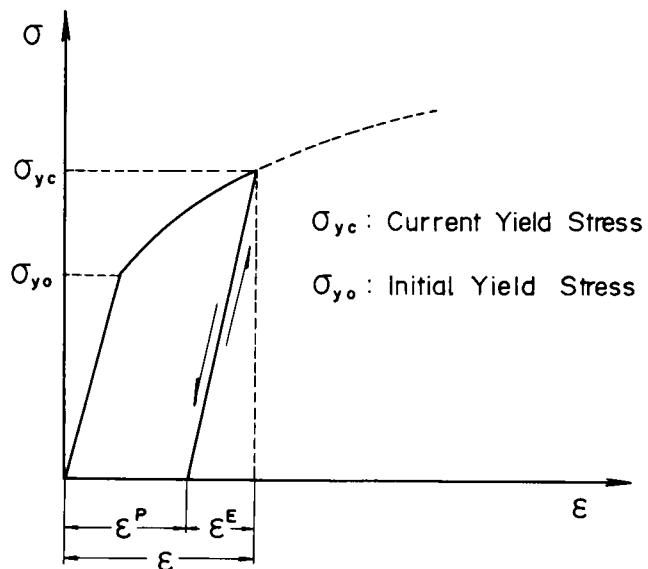


図1－2 弾－塑性応力・ひずみ曲線

{ $d\epsilon$ }は、弾性ひずみ増分{ $d\epsilon^E$ }と塑性ひずみ増分{ $d\epsilon^P$ }の和として与えられる。すなわち、

$$\{d\epsilon\} = \{d\epsilon\}^E + \{d\epsilon\}^P \quad (1-7)$$

$\{d\epsilon\}^E$ および $\{d\epsilon\}^P$ はそれぞれ次式で与えられる。

$$\{d\epsilon\}^E = [D]^E \{d\sigma\} \quad (1-8)$$

$$\begin{aligned} \{d\epsilon\}^P &= h \cdot \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \cdot df \\ &= h \cdot \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \left[\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right] \{d\sigma\} \end{aligned} \quad (1-9)$$

ここに、 $\{d\epsilon\}$ 、 $\{d\sigma\}$ 、 $[D]^E$ 、 $\{\partial g / \partial \sigma\}$ および $[\partial f / \partial \sigma]$ はそれぞれ次のように表わされる。

$$\begin{aligned} \{d\epsilon\} &= [d\epsilon_x, d\epsilon_y, d\epsilon_z, d\epsilon_{xy}, d\epsilon_{xz}, d\epsilon_{yz}]^T \\ \{d\sigma\} &= [d\sigma_x, d\sigma_y, d\sigma_z, d\sigma_{xy}, d\sigma_{xz}, d\sigma_{yz}]^T \\ [D]^E &= \frac{1}{E} \begin{pmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & (1+\nu) & 0 & 0 \\ \text{Symmetry} & & & & (1+\nu) & 0 \\ & & & & & (1+\nu) \end{pmatrix} \end{aligned} \quad (1-10)$$

$$\left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} = \left[\frac{\partial g}{\partial \sigma_x}, \frac{\partial g}{\partial \sigma_y}, \frac{\partial g}{\partial \sigma_z}, \frac{\partial g}{\partial \sigma_{xy}}, \frac{\partial g}{\partial \sigma_{xz}}, \frac{\partial g}{\partial \sigma_{yz}} \right]^T \quad (1-11)$$

$$\left[\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right] = \left[\frac{\partial f}{\partial \sigma_x}, \frac{\partial f}{\partial \sigma_y}, \frac{\partial f}{\partial \sigma_z}, \frac{\partial f}{\partial \sigma_{xy}}, \frac{\partial f}{\partial \sigma_{xz}}, \frac{\partial f}{\partial \sigma_{yz}} \right] \quad (1-12)$$

式(1-10)は等方弾性体に対するものであり、 ν はポアソン比、 E はヤング率を表わす。一方、 g は塑性ポテンシャル、 f は降伏関数および h は比例係数を表わすが、弾-塑性理論では $g=f$ の場合を関連流動則 (Associated flow rule)、 $g \neq f$ とした場合を非関連流動則 (Non-associated flow rule)と呼んでいる。なお、上式中 T はベクトルの転置を意味する。

$\{d\epsilon\}^P > 0$ ，すなわち塑性変形が生じるという条件は次式で与えられる。

$$f = f_y \text{ および } df > 0 \quad (1-13)$$

ここに， f_y は現在の降伏状態を表わし，塑性変形の進行に伴ない増加する関数である。なお，一般に f_y は塑性ひずみ増分，あるいは塑性仕事増分の関数であり，このような f_y と塑性ひずみ増分あるいは塑性仕事増分の関係を表わしたものを硬化関数と呼んでいる。

すなわち，塑性論を用いて応力～ひずみ関係を議論していくには降伏の開始および降伏の継続を規定する降伏条件式，塑性ひずみ増分の方角を与える塑性ポテンシャル，および f_y と塑性変形の進み具合を表わすパラメータの関係を与える硬化関数が必要となるわけである。

第2章 砂の弾一塑性挙動と構成式

第1節 概 説

本章は、三軸試験装置を用いた基本的実験とその結果から、弾一塑性理論に立脚して砂の変形挙動を考察すると共に、応力経路・ひずみ履歴・中間主応力依存性及びダイレイタンスー特性を説明しうる構成式について述べたものである。

まず、第2節で用いた実験装置、試料及び実験内容について述べた後、第3節では各種载荷条件下における試験結果から圧密時における弾一塑性変形挙動と圧縮及び伸張せん断時におけるダイレイタンスー特性及び変形に対する応力経路・ひずみ履歴依存性を主体とした実験結果について考察を加える。

第4節は、第3節で得られた基本的実験結果に基づき誘導された砂の構成式について述べたものである。まず、4-1では等方便化理論に基づく降伏条件式を提示し、それと矛盾しない形で硬化関数の設定について述べる。続いて4-2では、塑性ポテンシャルの意味付けをダイレイタンスーの観点から概略説明した後、有効応力比と塑性ひずみ増分比の関係式から砂の塑性ポテンシャルを誘導する。そして、4-3では硬化関数として有効応力比と塑性正八面体ひずみの関係を双曲線表示により具体的に定式化し、非関連流動則 (Non-associated flow rule) による一般応力条件下での構成式へと拡張する。

4-4は、提示した構成式の妥当性を三軸圧縮及び伸張応力条件下での実験結果との比較から論じたものである。

第2節 実験装置・試料および実験内容

2-1 実験装置

用いた装置は、軸圧と側圧が独立に制御できる三軸試験機である。ピストン部はペローフラムを用いているのでピストン摩擦はほとんど除去できる。軸ひずみは1/100mm目盛のダイヤルゲージで、体積変化は1/100cc目盛のビューレットで測定した。载荷はペローフラムシリンドーによる応力制御方式を用い、軸圧は200kgfのブルーピングリングにより測定した。

端面摩擦の影響は強度－変形特性を考察していくうえで、無視できないのでペDESTAL部の中央に直径10mmの排水用ポーラスストーンを置き載荷キャップ同様、シリコングリースを塗布した薄いゴム膜（厚さ0.25mm）を用いて摩擦の軽減を計った。

2-2 実験試料

用いた試料は、利根川産の川砂であり、その粒度分布を図2-1に、物理定数を表2-1に示す。試料は供試体作成前に脱気水槽内で真空の負荷により充分脱気しておいた。供試体の作成手順は次のようである。あらかじめ成形モールド（高さ12cm、直径5cm）にゴムスリーブを取り付け、サクションをかけて充分張った後、モールド内を水で満たし、スプーンで砂を入れていった。砂は三層に分けて入れ、各層ごとに四方から連打してなるべく同一の間隙比が得られるようにした。ゴムスリーブは厚さが0.25mmのものを一枚使用した。

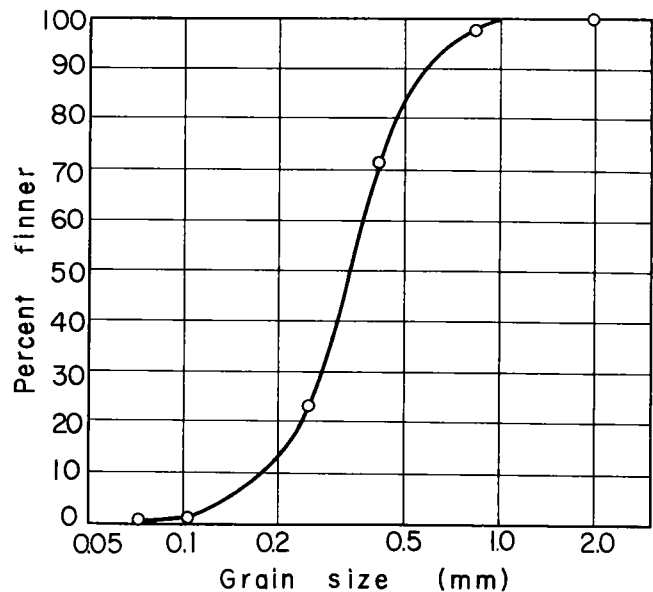


図2-1 粒径加積曲線

表2-1 試料の物理定数

2-3 実験内容

砂の変形に及ぼす応力経路やひずみ履歴の影響、ダイレイタンス特性、破壊強度などを調べる目的で次の試験を実施した。なお、試験はすべて排水条件で行った。

- (1) 等方圧密試験
- (2) 等方圧密後の三軸圧縮試験
- (3) 等方圧密後の三軸伸張試験
- (4) 等方圧密後の繰返し載荷試験
- (5) 異方圧密後の三軸圧縮及び三軸伸張試験

比 重 G_s	2.701
最大間ゲキ比 e_{max}	0.991
最小間ゲキ比 e_{min}	0.634
均 等 係 数 U_c	2.056
有 効 径 D_{10} (mm)	0.18

表 2 - 2 (a)(b)(c)に各種試験における応力条件および初期間隙比を示す。表中の e_i は圧密前の
の間隙比である。 e_o は圧密後のものである。なお側圧を変化させる試験においては、ゴムス
リーブが砂粒子間へ貫入し、見掛け上の体積変化が生じる。この補正を行うために 3 種類の径
(2.0 , 2.5 及び 4.0 cm)をもつ真ちゅう棒を用いてあらかじめキャリブレーションカーブを作
成し、体積変化を算定した。⁴¹⁾

表 2 - 2 (a) 等方圧密後の三軸圧縮及び三軸伸張試験：試験条件
(応力径路, 初期有効拘束圧, 圧密前及び圧密後の
間ゲキ比) 及び試験番号

応 力 径 路		σ'_{mo} (kgf/cm ²)	e_i	e_o	TEST №
等方圧密後 圧 縮 試 験 ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$)	σ'_a 増 加	0.5	0.8 3	0.8 2	1 - 1
		1.0	0.8 1	0.8 0	1 - 2
	σ'_r 一 定	2.0	0.7 9	0.7 6	1 - 3
	σ'_r 減 少	1.0	0.8 3	0.8 2	1 - 4
		2.0	0.8 0	0.7 8	1 - 5
	σ'_a 一 定	3.0	0.7 9	0.7 7	1 - 6
	σ'_m 一 定	1.0	0.8 1	0.7 9	1 - 7
		2.0	0.7 8	0.7 5	1 - 8
		3.0	0.7 4	0.7 2	1 - 9
等方圧密後 伸 張 試 験 ($\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$)	σ'_a 減 少	1.0	0.7 8	0.7 7	2 - 1
		2.0	0.7 7	0.7 5	2 - 2
	σ'_r 一 定	3.0	0.7 8	0.7 6	2 - 3
	σ'_m 一 定	1.0	0.7 9	0.7 7	2 - 4
		2.0	0.7 8	0.7 6	2 - 5
		3.0	0.7 6	0.7 4	2 - 6

表 2 - 2 (b) 等方圧密後の繰返し試験：試験条件 (応力径路, 初
期有効拘束圧, 圧密前及び圧密後の間ゲキ比) 及び
試験番号

応 力 径 路	σ'_{mo} (kgf/cm ²)	e_i	e_o	TEST №
圧縮 (σ'_a 増加, σ'_r 一定) → (σ'_a 減少, σ'_r 一定) → 圧縮 (σ'_a 一定, σ'_r 減少)	1.0	0.8 0	0.7 9	3 - 1
圧縮 (σ'_a 増加, σ'_r 一定) → 伸張 (σ'_a 減少, σ'_r 一定)	1.5	0.7 6	0.7 5	3 - 2
伸張 (σ'_a 減少, σ'_r 一定) → 圧縮 (σ'_a 増加, σ'_r 一定)	1.5	0.8 2	0.7 9	3 - 3
伸張 (σ'_a 減少, σ'_r 一定) → 圧縮 (σ'_a 増加, σ'_r 一定) → 伸張 (σ'_a 減少, σ'_r 一定)	2.0	0.7 9	0.7 7	3 - 4

表 2 - 2 (c) 異方圧密後の三軸圧縮及び三軸伸張試験：試験条件
(応力径路, 初期有効平均主応力, 初期有効応力比,
圧密前及び圧密後の間ゲキ比) 及び試験番号

応 力 径 路	σ'_{m0} (kgf/cm ²)	$(\tau_{oct} / \sigma'_{m0})$	e_i	e_o	TEST №
σ'_a 増加, σ'_r 一定	1.3 2	0.5 6	0.7 8	0.7 7	4 - 1
σ'_a 減少, σ'_r 一定	1.3 2	0.5 6	0.7 7	0.7 6	4 - 2
除荷後 σ'_a 増加, σ'_r 一定	1.3 2	0.5 6	0.7 7	0.7 6	4 - 3
τ_{oct} 一定, σ'_m 増加	2.6 5	0.5 6	0.7 9	0.7 7	5 - 1
σ'_a 増加, σ'_r 一定	2.6 5	0.5 6	0.7 5	0.7 3	5 - 2
σ'_m 一定 (圧縮)	2.6 5	0.5 6	0.7 5	0.7 3	5 - 3
σ'_r 減少, σ'_a 一定	2.6 5	0.5 6	0.7 6	0.7 4	5 - 4
σ'_a 減少, σ'_r 一定	2.6 5	0.5 6	0.7 6	0.7 4	5 - 5
σ'_m 一定 (伸張)	2.6 5	0.5 6	0.7 8	0.7 6	5 - 6

第 3 節 実験結果とその考察

3 - 1 等方圧密試験

等方圧力 σ'_m を 4.0 kg f / cm² まで負荷させる等方圧密試験を行った。試験は, $\sigma'_m = 3.0$ kg f / cm² で除荷した後, 4.0 kg f / cm² まで載荷する繰返し試験である。図 2 - 2 および図 2 - 3 に実験結果を示す。図を見ると, 0 → 1 まで載荷し, その後除荷した時に得られる曲線 (1 → 2) は, 2 から再載荷した時の曲線 (2 → 3) とほぼ同一の曲線上にあり, 3 から以後は処女載荷時の応力～ひずみ曲線の延長線上にのってくる典型的な弾－塑性挙動を示している。砂の変形理論を展開している研究者の多くは, このような低等方圧力下における非弾性的体積変化をせん断による体積変化 (ダイレイタンス) に比べて無視するという観点から議論している。事実, 数百 kg f / cm² という非常に高い等方圧力下において行った Bridgeman⁴²⁾ や三浦ら⁴³⁾ の研究によると σ'_m が 50 kg f / cm² から 200 kg f / cm² に至る応力でかなり明瞭な降伏点が表われるという実験結果が示されており, 今回行った比較的ゆる詰めめの砂においても可逆的なひずみが, 全ひずみ成分の約 50 % を占めるという結果が得られている。この傾向は密になるほど顕著になるものと考えられる。特に, 支持地盤を構成する締まった砂や砂礫の変形を考えていく場合, このような通常の大きさの等方圧力下における変形は弾性的傾向が卓越している

と考えるも良さそうであるが、図2-3に示した程度の間隙比の下では塑性変形が無視できないことを示している。等方圧力による体積変化を弾-塑性的なものと考えればせん断変形との兼ね合いから理論構成は一般に難かしくなるが、ここでは一応等方圧力によっても塑性変形が生じるとして議論を進めていくことにする。

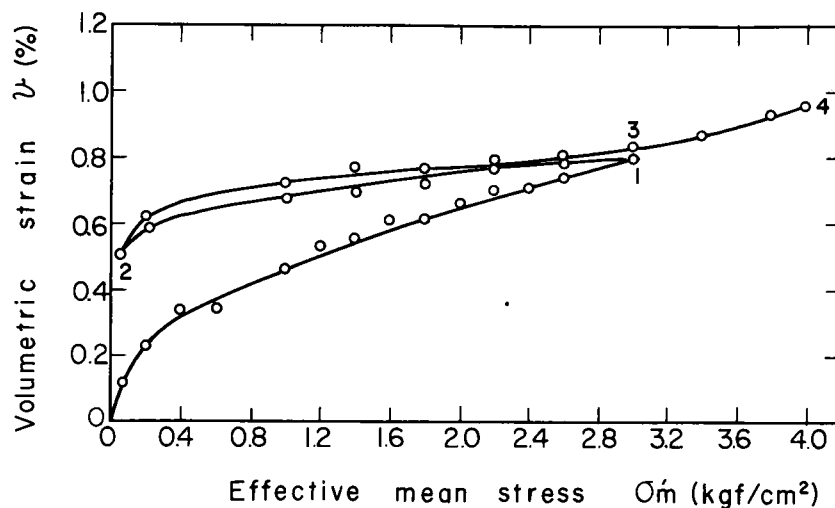


図2-2 等方圧密時における体積ひずみ(v)と有効平均主応力(σ'_m)の関係

3-2 等方圧密後の三軸圧縮試験

3主応力成分 σ_i ($i=1, 2, 3$)の増分 $\Delta\sigma_i$ を次のように偏差応力成分と有効平均主応力成分とに分けて考えてみる。すなわち、

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_i &= \Delta(\sigma_i - \sigma_m) \\ &\quad + \Delta\sigma_m\end{aligned}\quad (2-1)$$

一般に、せん断変形時には偏差応力成分および有効平均主応力成分が共に変化する。等方線形弾性体であれば偏差

応力成分による体積変化は生じないが、土のような間隙を有する材料では体積変化が生じる。このようなせん断に伴う体積変化がダイレイタンスと呼ばれるものである。

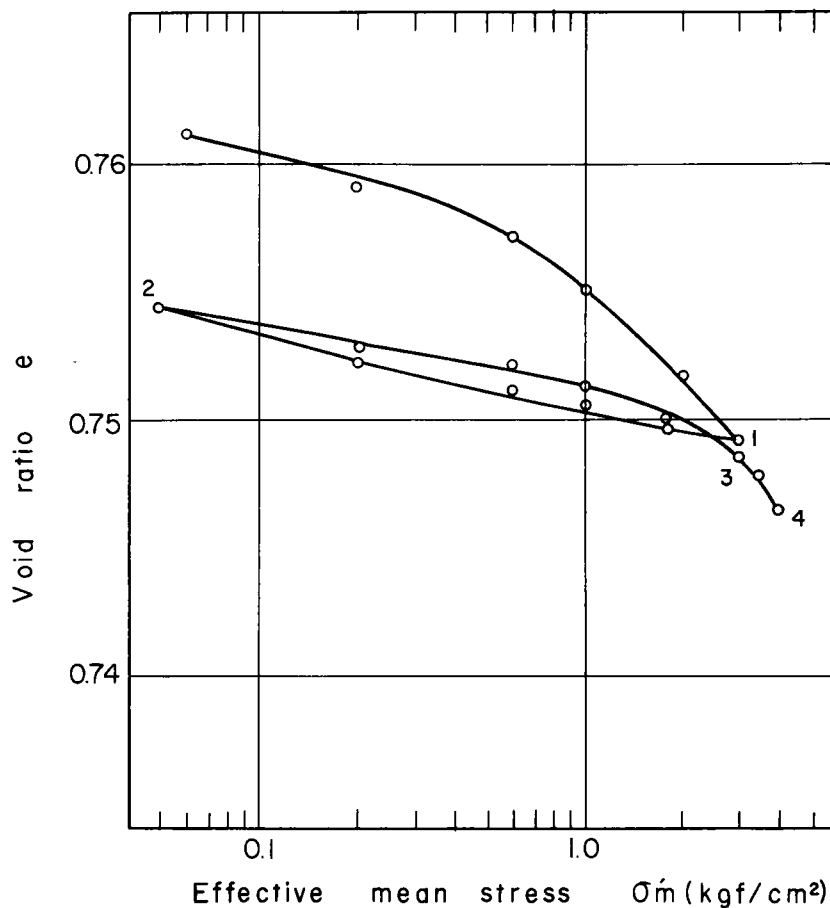


図2-3 等方圧密時における $e \sim \log \sigma'_m$ 曲線

S k e m p t o n⁴⁴⁾ は、軸対称応力条件下で土に偏差応力と平均主応力が同時に加わる場合の体積変化を次のように表わした。

$$\begin{aligned} v &= C \cdot \Delta \sigma_m + D \cdot (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \\ &= v_c + v_d \end{aligned} \quad (2-2)$$

ここに、 C は圧縮係数、 D はダイレイタンシー係数、 v_c は平均主応力の増分による体積変化、 v_d はダイレイタンシーによる体積変化である。

上式のように組合せ応力条件下における体積変化を平均主応力と偏差応力によるものと双方の和と考えると、平均主応力を一定とした試験からダイレイタンシーによる体積変化を議論することができるわけである。これが平均主応力一定試験の大きな意味のひとつとなっている。以下では、体積変化に関して式(2-2)による重ね合わせが成立することを前提として議論を進める。

平均主応力一定試験を行うには、圧密後、軸圧 σ_a と側圧 σ_r を $\Delta \sigma_a = -2 \Delta \sigma_r$ が成立するように圧力を変化させれば良い。但し、せん断中には、供試体断面積が変化するので応力を増減させる段階で断面積補正を行いながら試験を行った。また、せん断応力が増大するにつれてクリープが顕著になったが、ひずみの進行がおさまるのを待って次の段階へ移っていった。図2-4および図2-5にこのようにして得られた $\tau_{oct}/\sigma'_m \sim \gamma_{oct}$ 及び $\tau_{oct}/\sigma'_m \sim v_d$ 曲線

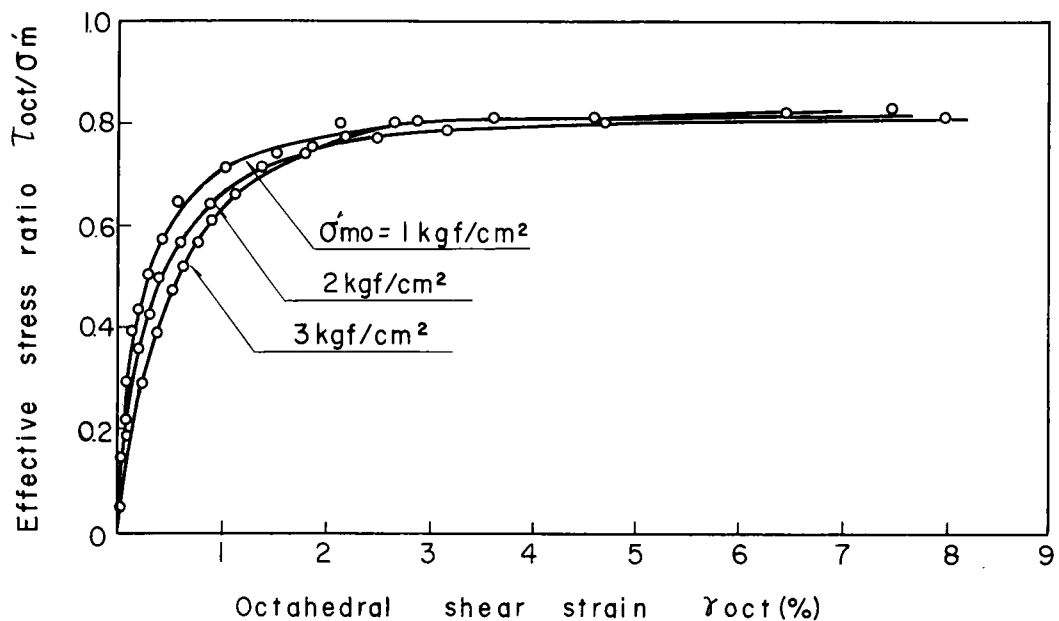


図 2-4 有効応力比(τ_{oct}/σ'_m)～せん断ひずみ(γ_{oct})
関係: TEST №1-7, 1-8, 1-9

を示す。正規圧密された粘土は、せん断開始時から破壊に至るまでダイレイタンシーによる体積変化は、一般に収縮の傾向を示すことが知られているが、砂質土及び過圧密粘土は破壊前において体積の膨脹が顕著である。このような応力履歴や土の種類によりダイレイタンシー性状の違いはあるが、有効応力比と v_d の間には粘土であれ、砂であれ一義的な関係が存在するといわれている（例えば、粘土に関しては柴田¹⁷⁾、⁴⁵⁾、⁴⁶⁾、⁴⁷⁾、砂に関しては村山・八木、Frydman ら⁴⁷⁾）。図 2-4 及び図 2-5 からその傾向は伺われるが、破壊前においては同一の有効応力比に対し、初期拘束圧 σ'_{m0} が大きいほど τ_{oct} 、 v_d は共に大きくなる傾向にある。しかし、破壊に近づくにつれてその差は小さくなり、砂の変形挙動は有効応力比によってほぼ説明できるようである。

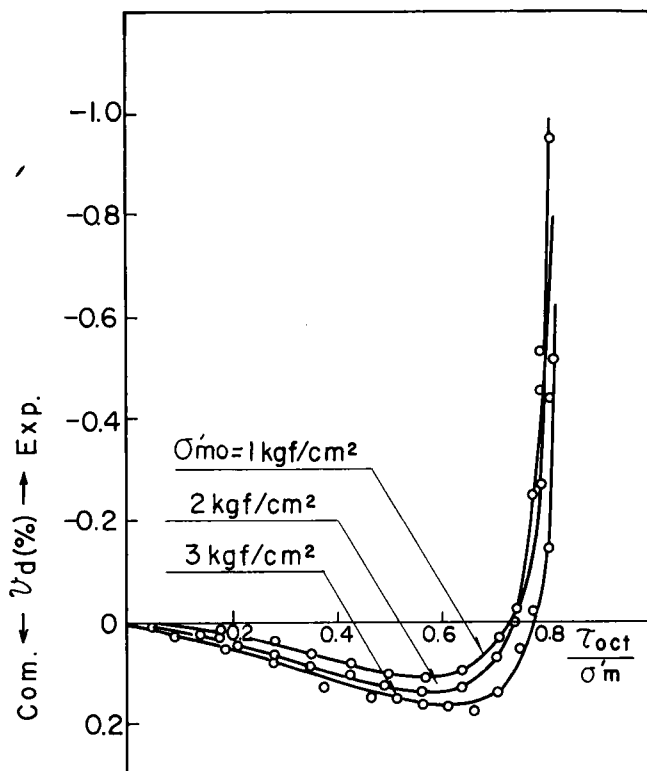


図 2-5 有効応力比 (τ_{oct}/σ'_m) ~ 体積ひずみ (v_d)
関係: TEST №1-7, 1-8, 1-9

一方、せん断において有効平均主応力が変化する試験から、式(2-2)を仮定してダイレイタンシーによる体積変化を議論する場合、 σ'_m による体積ひずみ v_c を求めて全体積ひずみ v から差し引けば、それぞれの応力経路下でのダイレイタンシーによる体積変化 v_d を求めることができる。しかし、土質材料は、 σ'_m の変化によっても塑性体積変化が生じるので、せん断中に変化する σ'_m に対応する v_c を評価するためには、 σ'_m に関する降伏条件の設定が必要となる。先に述べたように Roscoe らのモデルでは Cap 型の単一の降伏条件式を基本にしているため、せん断と圧密による降伏を同時に議論できるわけであるが、砂に関してこのようなモデルが適合するかどうかには議論の多いところである。

竜岡²⁴⁾ は、せん断による降伏と圧密による降伏を統一的に取り扱う困難さを実験結果から指摘し、むしろそれらを独立に取り扱った方がより良く実験事実を説明できるとしている。ここでは竜岡の実験及び本章 3-5 で述べる実験から圧密による降伏をせん断によるものとは切り離して考えた。すなわち、初期圧密圧力 σ'_{m0} から σ'_m が減少する方向にせん断される場合には

弾性体積ひずみ v_e^E のみが発生する。一方、 σ'_m が増大する方向にせん断が進むと σ'_m の増加による塑性体積ひずみ v_e^P が発生する。すなわち、この場合は σ'_{m0} を初期降伏条件式とするせん断前の状態から σ'_m の増加によって降伏条件式が等方的に拡大することを意味する。

さて、圧密に関する降伏を上記のように仮定すれば、 σ_a 増加、 σ_r 一定試験においては等方圧密試験から得られる処女載荷時の $\sigma'_m \sim v_e$ 曲線を用いて、一方 σ_r 減少、 σ_a 一定試験では除荷時の $\sigma'_m \sim v_e$ 曲線を用いて全体の v からそれらを差し引けば各応力径路下におけるダイレイタンシー成分を求めることができる。図 2-6 および図 2-7 にこのようにして求めた $\tau_{oct}/\sigma'_m \sim v_d$ 曲線を、一方図 2-8 及び図 2-9 には $\tau_{oct}/\sigma'_m \sim r_{oct}$ 曲線を示す。図から体積収縮過程における v_d は、 σ_a 一定、 σ_r 減少試験においては σ'_m 一定試験から得られる v_d より小さな傾向を示すが、 σ_a 増加、 σ_r 一定試験では幾分大きな値を示している。また、この傾向は同一の有効応力比の下でのせん断ひずみの大小と対応しており、ダイレイタンシーによる体積変化はせん断ひずみと密接な関係にあることが伺われる。

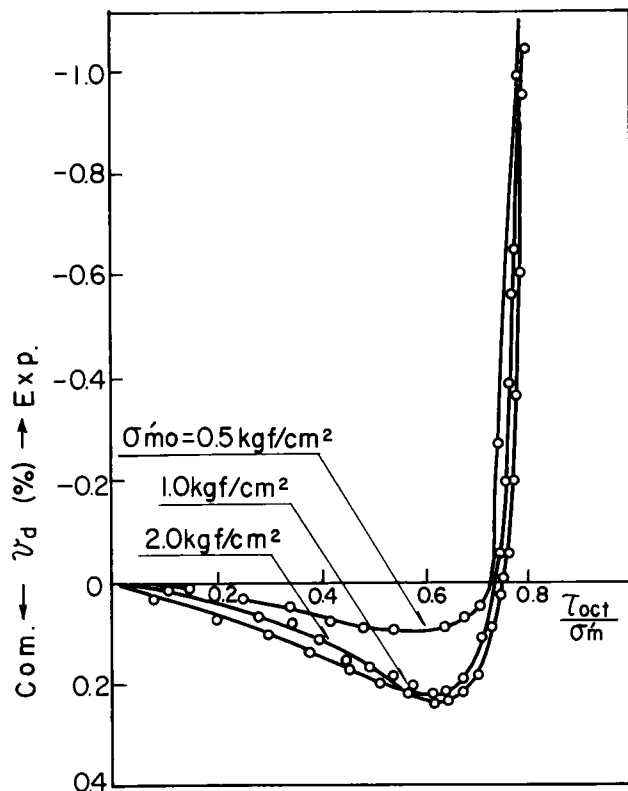


図 2-6 有効応力比 (τ_{oct}/σ'_m) ~ 体積ひずみ (v_d) 関係: TEST № 1-1, 1-2, 1-3

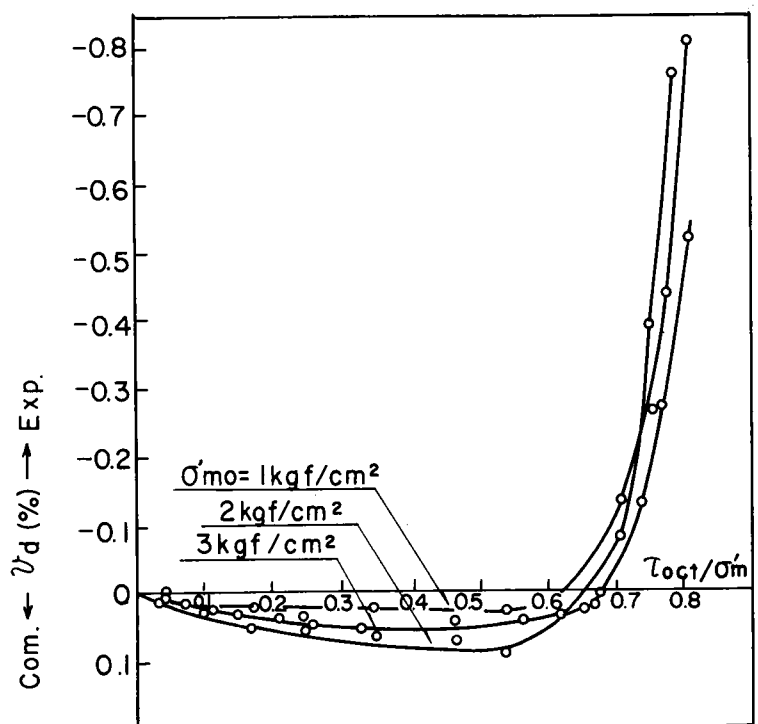


図 2-7 有効応力比 (τ_{oct}/σ'_m) ~ 体積ひずみ (v_d) 関係: TEST № 1-4, 1-5, 1-6

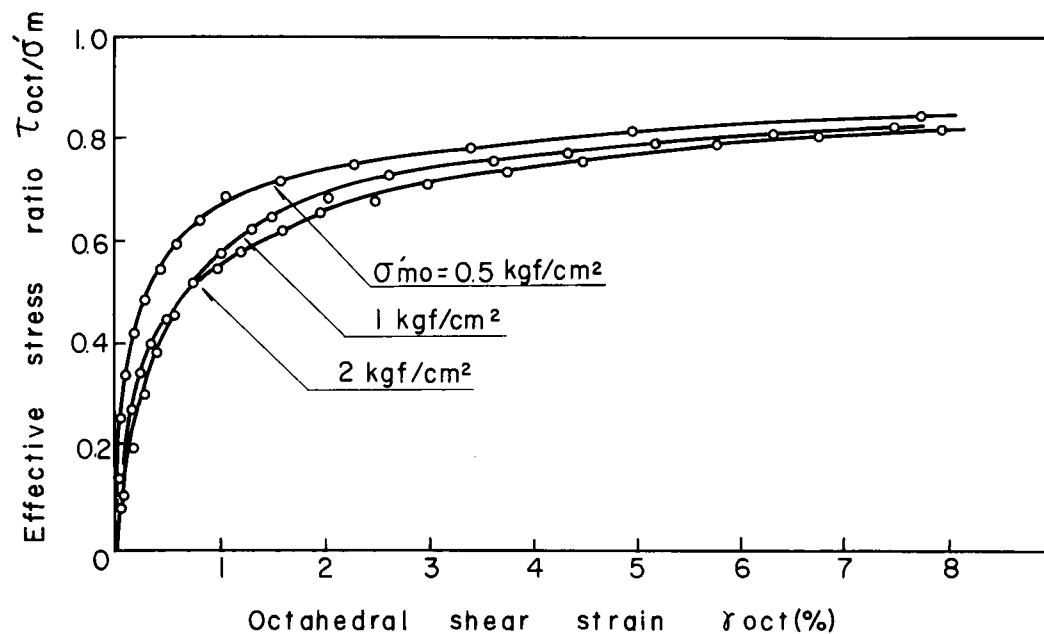


図 2-8 有効応力比 (τ_{oct}/σ'_m) ~せん断ひずみ (γ_{oct}) 関係：
TEST № 1-1, 1-2, 1-3

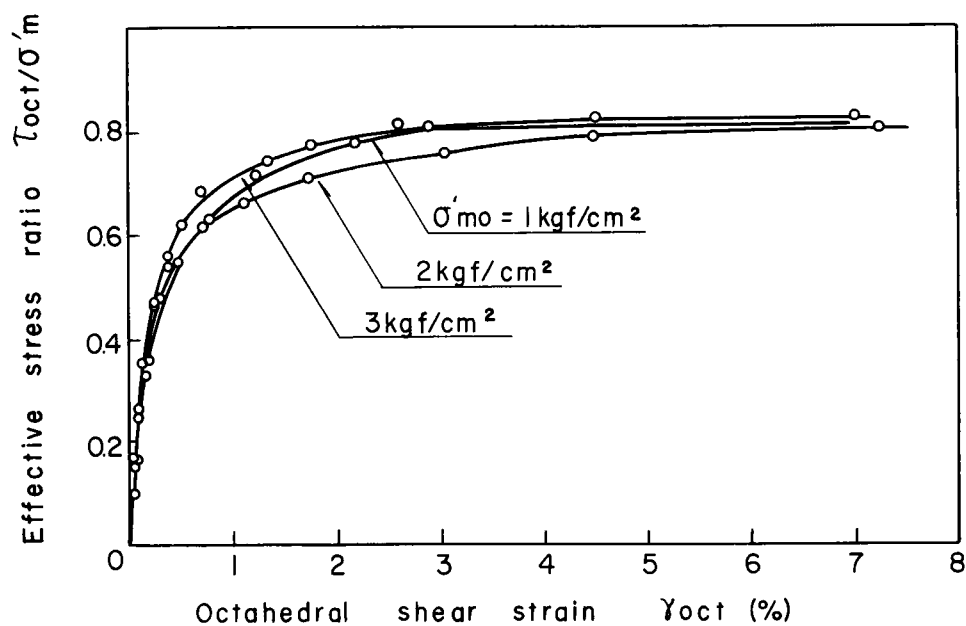


図 2-9 有効応力比 (τ_{oct}/σ'_m) ~せん断ひずみ (γ_{oct})
関係：TEST № 1-4, 1-5, 1-6

3-3 等方圧密後の三軸伸張試験

等方圧密後、 σ'_m 一定試験（伸張）及び σ_r 一定、 σ_a 減少試験を行った。その結果を図 2-10 ~ 図 2-13 に示す。これらの図を見ると、 σ'_m 一定試験の方が σ_a 一定試験より同一の有効応力比の下で大きな γ_{oct} 及び v_d （収縮時）を示しており、この意味で圧縮側と同様、

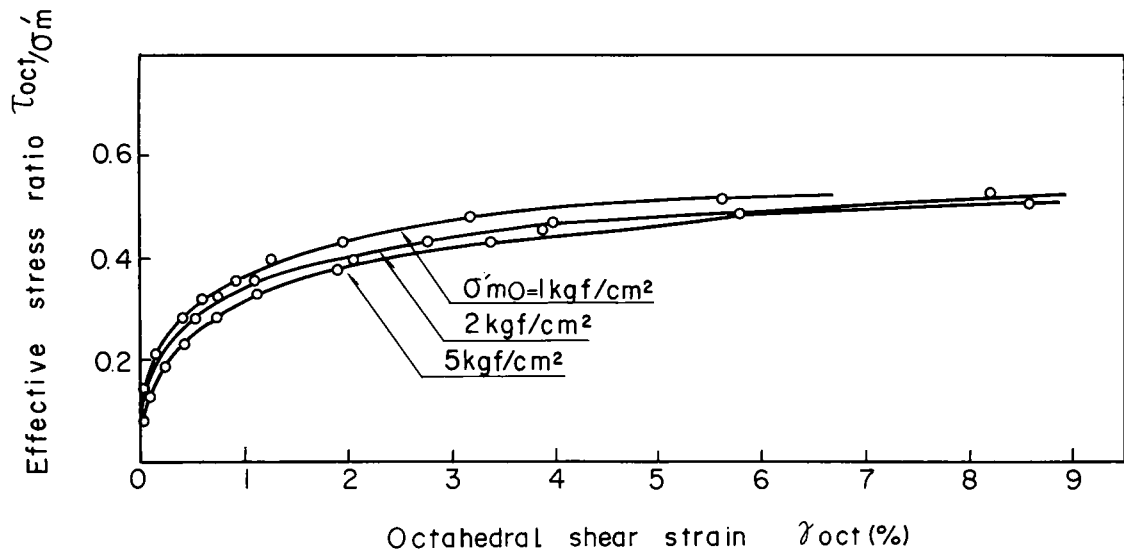


図 2-10 有効応力比 (τ_{oct}/σ'_m) ~ せん断ひずみ (γ_{oct})
関係: TEST №2-4, 2-5, 2-6

幾分かの応力経路依存性を示す様である。

また、破壊時の有効応力比は圧縮側で得られた値より小さく、第1章2-1で述べた拡張された Von-Mises 及び拡張された Tresca 規準は砂に対して適合しない様である。

図 2-14 は τ_{oct}/σ'_m と γ_{oct} の関係に応力経路が及ぼす影響をみるために σ'_m 及び τ_{oct} を座標軸とする応力平面上に等せん断ひずみ線 (等 γ_{oct}

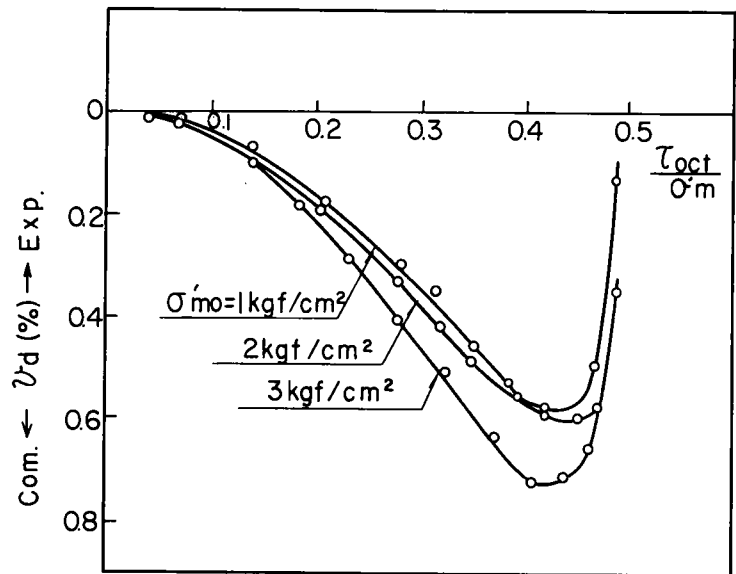


図 2-11 有効応力比 (τ_{oct}/σ'_m) ~ 体積ひずみ (v_d)
関係: TEST №2-4, 2-5, 2-6

線) を描いたものである。これから等 γ_{oct} 線は圧縮側、伸張側共に τ_{oct}/σ'_m 一定線とは異なり、 σ'_m の増加につれて上に凸 (伸張側の場合は下に凸) な曲線を描くことを示しているが、破壊に近づくにつれて等 γ_{oct} 線は τ_{oct}/σ'_m 一定線に近くなり、 τ_{oct}/σ'_m と γ_{oct} 関係の一義性が強くなる傾向にあると言える。

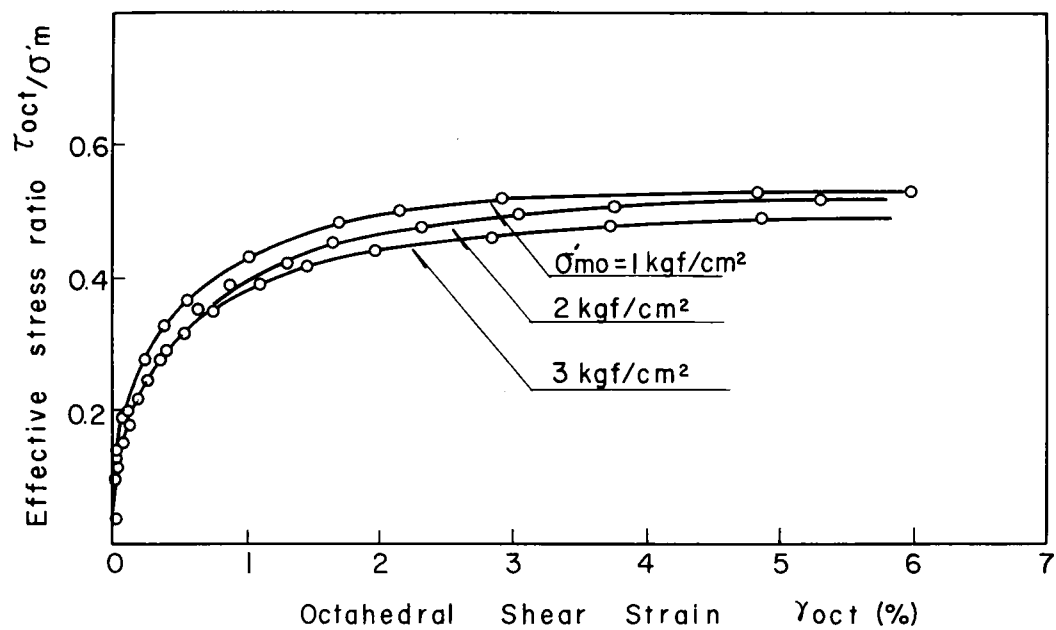


図 2-12 有効応力比 (τ_{oct}/σ'_m) ~ せん断ひずみ (γ_{oct})
 関係: TEST №2-1, 2-2, 2-3

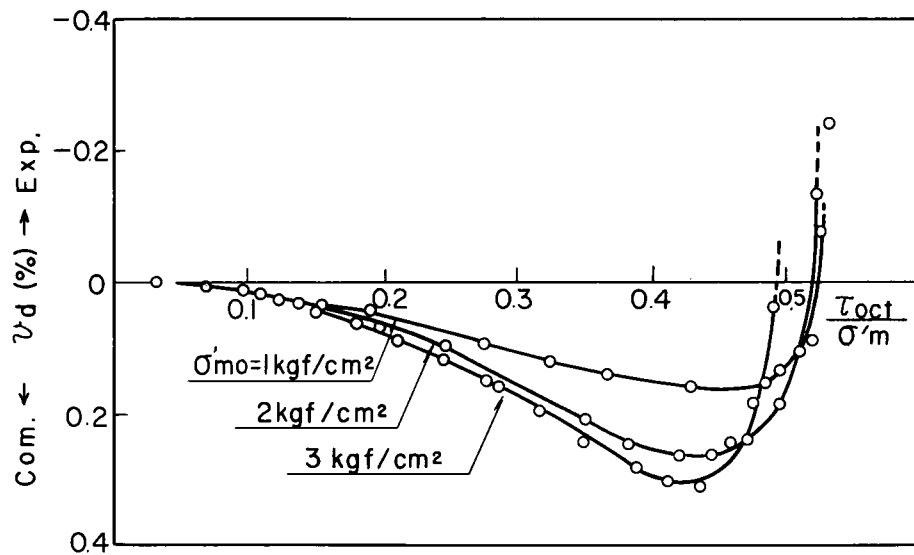


図 2-13 有効応力比 (τ_{oct}/σ'_m) ~ 体積ひずみ (v_d)
 関係: TEST №2-1, 2-2, 2-3

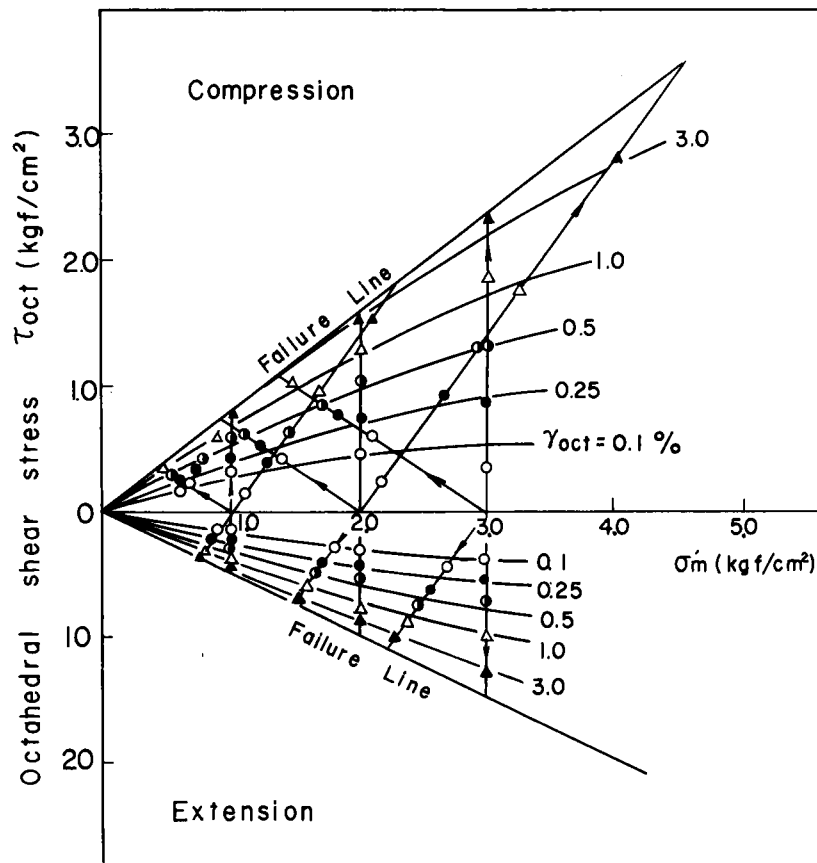


図 2 - 1 4 等せん断ひずみ線の表示

3 - 4 等方圧密後の繰返し試験

図 2 - 1 5 (a)(b) は図 (a) 中に示した応力条件下で得られた $\tau_{oct}/\sigma'_m \sim \gamma_{oct}$ 及び $\tau_{oct}/\sigma'_m \sim v$ 曲線を示したものである。図 (a) をみると、2 から 3 へ至る過程においては今まで受けていた有効応力比（図中の 1 に相当）に至るまで顕著なせん断ひずみはみられないが、一方体積変化をみるとそれ以前から若干の塑性挙動が生じているようである。このような実験から塑性変形の開始を規定する降伏点を定めるのは困難であるが、図 (a) で 1 から 2 へ至る除荷過程での曲線を弾的なものとみなし、直線で近似すると、図に示したように今まで受けていた τ_{oct}/σ'_m より少し高めの降伏点 (Y.P.) が得られる。一方図 (b) か

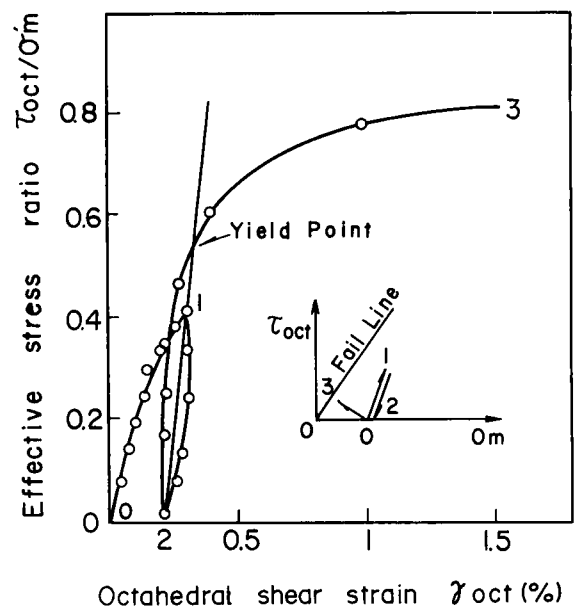


図 2 - 1 5 (a) TEST № 3 - 1 における有効応力比 (τ_{oct}/σ'_m) ~ せん断ひずみ (γ_{oct}) 関係

らは幾分低い τ_{oct}/σ'_m からダイレイタ
ンシーが生じているような結果を与えて
いる。すなわち、図(b)から降伏点を定め
ると、その圧縮側における降伏曲線は
 τ_{oct}/σ'_m 一定線で表わすことができ
るが、せん断ひずみで規定すると圧縮側で
は上に凸な降伏曲線が得られることにな
る。しかし、いずれにしても砂の降伏は
2, 3 の研究者が指摘しているように
Roscoe らが提案しているような Cap
型のものではなく、 σ'_m が増大するにつ
れて τ_{oct} が増加するような形状を示し
ているものと考えてよいように思われる。

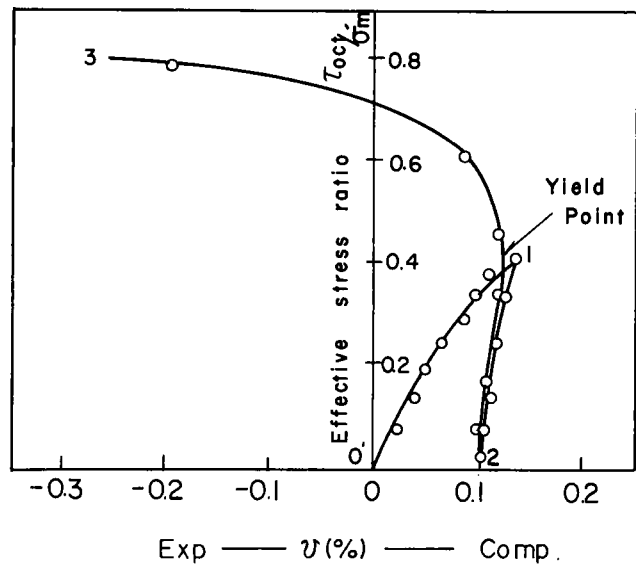


図 2-15(b) TEST №3-1 における有効応
力比 (τ_{oct}/σ'_m) ~ 体積ひずみ
(v) 関係

図 2-16 ~ 図 2-18 には、各図中に示した応力条件下において得られる τ_{oct}/σ'_m ~
 τ_{oct} 及び τ_{oct}/σ'_m ~ v 曲線を示した。通常、このようなひずみ履歴を受けた材料が塑性変
形を生じる時の硬化の仕方を表現するのに等方便化の仮定をおくことが多い。すなわち、ある
応力の方向で塑性変形が生じた材料が別の応力方向へせん断される時、以前に受けていた時と
同じ応力値に到達するまでは弾性的挙動を示し、それ以後は最初の応力方向と同一の硬化曲線

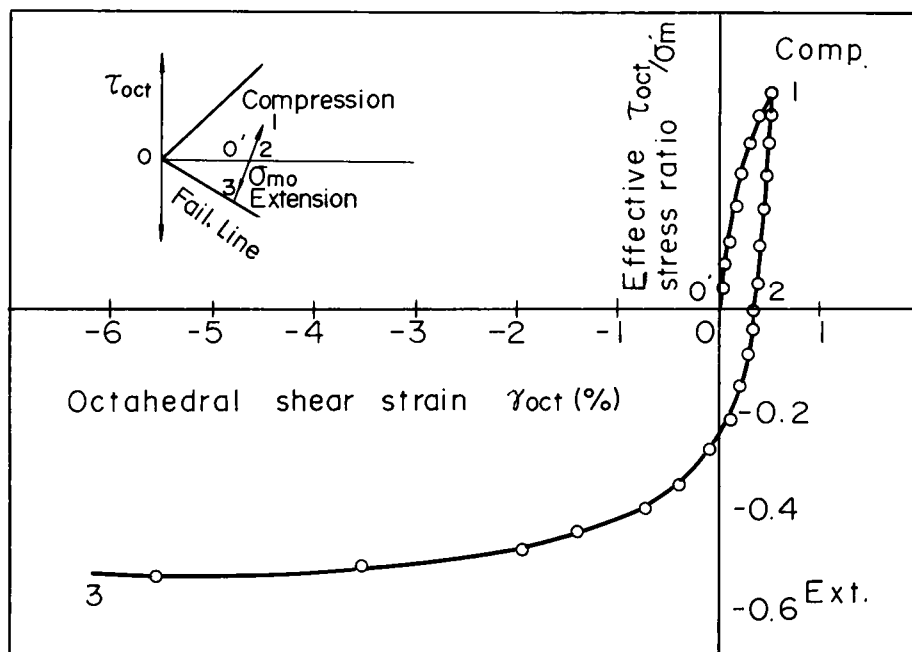


図 2-16(a) TEST №3-2 における有効応力比 (τ_{oct}/σ'_m) ~
せん断ひずみ (γ_{oct}) 関係

に従い、塑性変形を示すというものである。それでは実際の挙動はどうであろうか。図 2-16(a)は、圧縮せん断後、伸張側でせん断破壊させた場合の $\tau_{oct}/\sigma'_m \sim r_{oct}$ 曲線を示したものである。0'から1へ圧縮せん断し、1から2まで除荷するとその過程ではほぼ弾性的挙動を示しているが、伸張側へ移行する段階に至ると弾性曲線からはずれ、等方圧密後伸張側へせん断させた時の曲線とほぼ同一曲線が得られる。また、

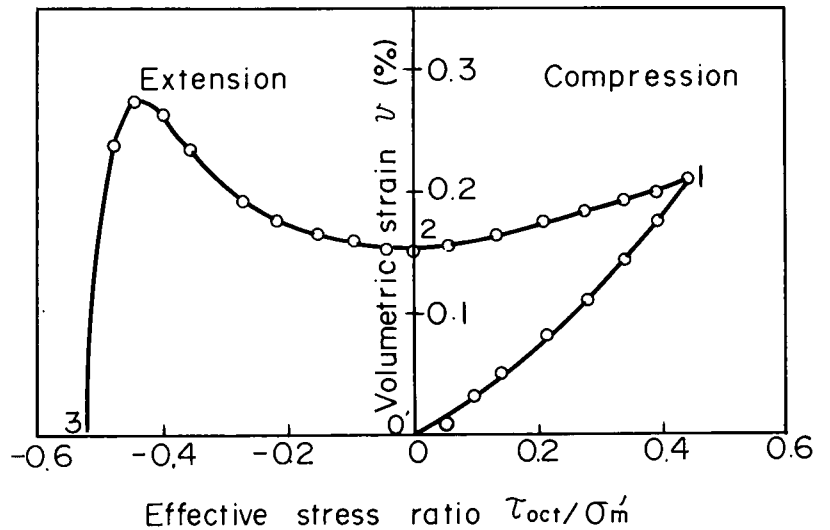


図 2-16(b) TEST №3-2における有効応力比 (τ_{oct}/σ'_m) ~ 体積ひずみ (v) 関係

図 2-16(b)からダイレイタンシーも応力の方向が変化する2の点から顕著になっていることがわかる。同様の傾向が、図 2-17(a)(b)に示したように伸張側から圧縮側へせん断させた時にもみられる。なお、両試験において1から2へ除荷する時の体積変化は Test №3-2においては σ'_m が減少するので弾性曲線は膨脹を、Test №3-3においては

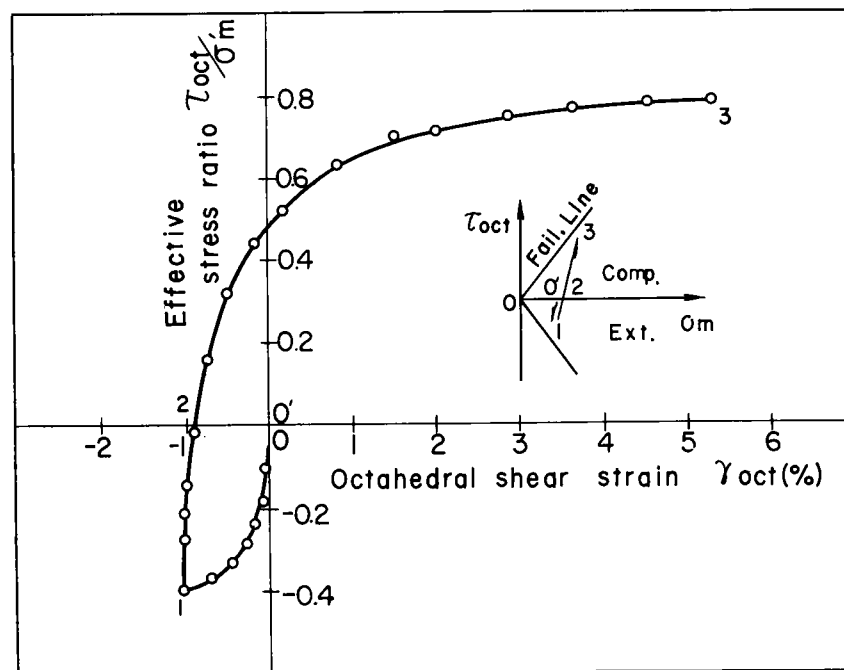


図 2-17(a) TEST №3-3における有効応力比 (τ_{oct}/σ'_m) ~ せん断ひずみ (r_{oct}) 関係

σ'_m が増加するので収縮を示すことになるが、図 2-16(b) 及び図 2-17(b) もそのことを示している。

図 2-18(a) および(b) に示す Test №3-4 による応力-ひずみ曲線は多少複雑なものになっているようである。すなわち、0' から 1, 2 の除荷過程を経て 3 に至る過程は上記の実験結果と同様のことが言える。

また、3 から 4 の除荷過程までは、ほぼ弾性的挙動を示していると言ってよいが 4 から伸張側へせん断した時の挙動は弾性曲線からはずれ塑性挙動を呈しているようである。しかし、2 から 3 へ至る過程での応力-ひずみ曲線と比べると、以前伸張側で受けていた有効応力比に到達するまでの応力-ひずみ曲線はより弾性的傾向が強いことが示されている。

以上のようなひずみ履歴の影響による塑性変形挙動は、金属材料においてもみ

られ、圧縮側から別の方向へせん断した時、以前受けていた応力状態より早く塑性変形が生じる現象をバウシinger 効果と呼び、現在でも応力-ひずみ曲線を定式化する上での議論の対象

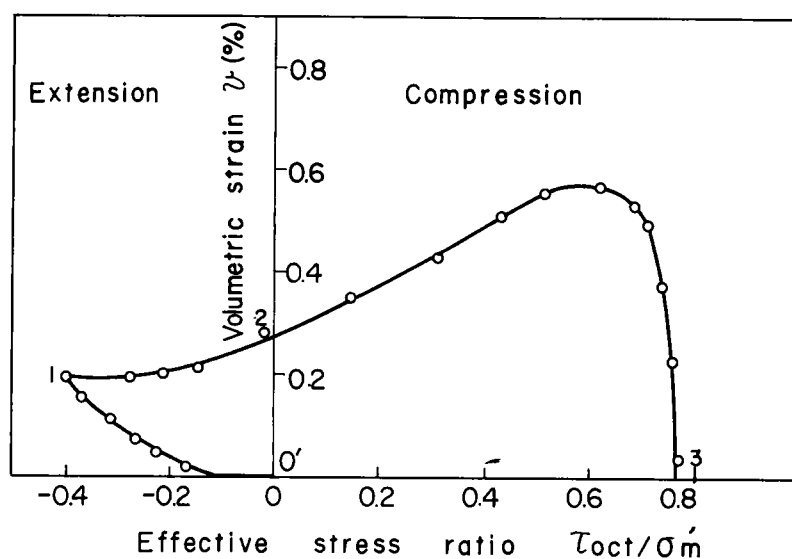


図 2-17(b) TEST №3-3 における有効応力比 (τ_{oct}/σ'_m) - 体積ひずみ (v) 関係

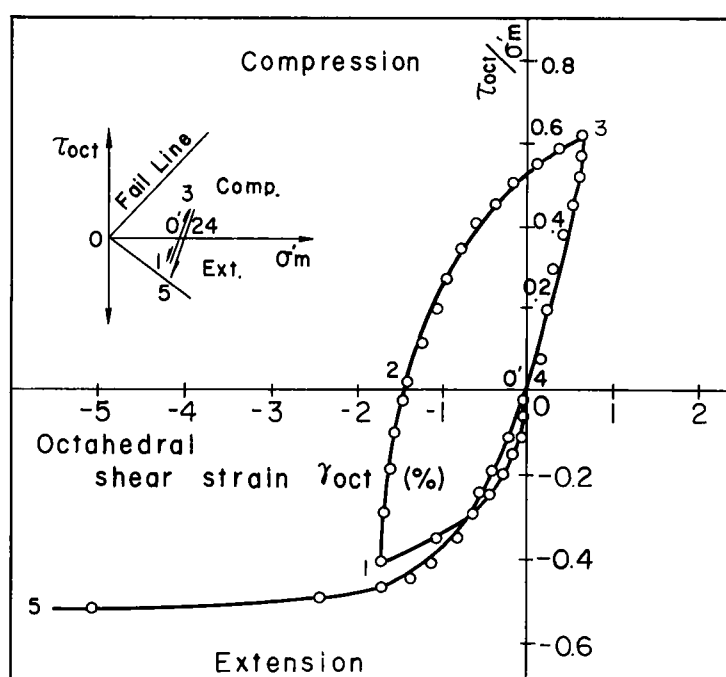


図 2-18(a) TEST №3-4 における有効応力比 (τ_{oct}/σ'_m) - せん断ひずみ (γ_{oct}) 関係

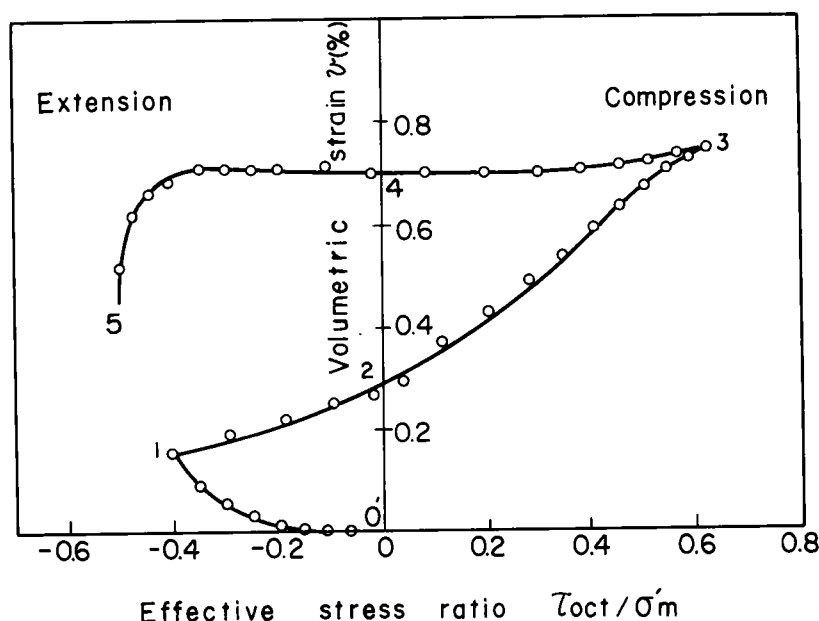


図 2 - 1 8 (b) TEST № 3 - 4 における有効応力比 (τ_{oct}/σ'_m)
～体積ひずみ (v) 関係

となっている。今回用いた砂に関してもこの効果が顕著であり、応力の方向が変化すると以前受けていた応力状態より小さなレベルで塑性ひずみが表われるという性質のもののようなのである。

3 - 5 異方圧密後の三軸圧縮・伸張試験

K₀-圧密条件に近い応力下から三軸圧縮及び三軸伸張試験を行った。K₀-圧密は側方ひずみを許すことなく軸圧と側圧を調整して圧密を行っていく試験である。しかし、砂のような土質材料は細かい粒子からなるものと異なり前記したように側圧の変化により見掛け上の体積変化が生じるので厳密な意味で側方ひずみを 0 に押えることが困難である。ここでは、一般に認められている有効内部摩擦角から K₀ の値を求める Jaky の式 ($K_0 = 1 - \sin \phi$) により K₀ を推定し、その応力比の下で圧密した後、圧縮側及び伸張側へせん断を行った。

図 2 - 1 9 (a), 及び図 2 - 1 9 (b)(c) は $\tau_{oct}/\sigma'_m = 0.56$, $\sigma'_m = 1.32 \text{ kgf/cm}^2$ から圧縮及び伸張側へ側圧一定の下でせん断した時に得られた $\tau_{oct}/\sigma'_m \sim \tau_{oct}$ 及び $\tau_{oct}/\sigma'_m \sim v$ 曲線を示したものである。図中の破線は等方圧密後、圧縮側及び伸張側でそれぞれ単調に載荷した時の応力-ひずみ曲線である。それと比較して異方圧密後、圧縮側でせん断した場合の $\tau_{oct}/\sigma'_m \sim \tau_{oct}$ 曲線は等方圧密後にせん断した場合に得られるものよりせん断初期の剛性が大きく、また伸張側では小さいようであるが、単調載荷時のものとほぼ類似の変形性状を示しているよ

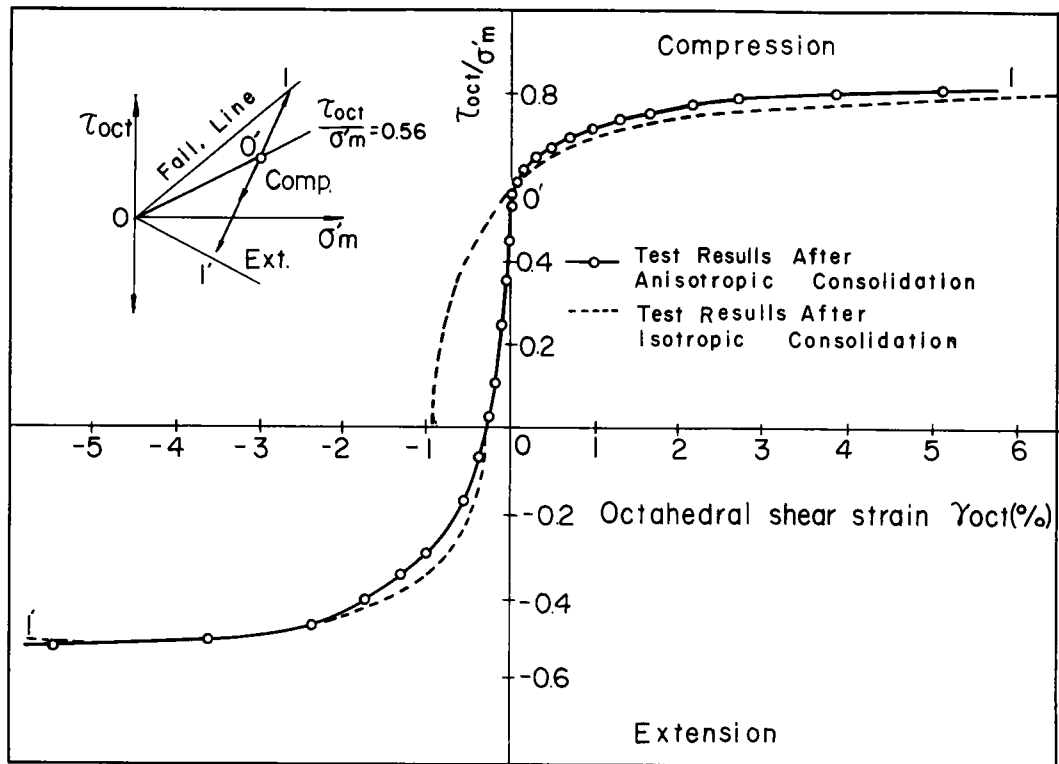


図 2 - 1 9 (a) TEST № 4 - 1, 2 における有効応力比 (τ_{oct}/σ'_m)
～せん断ひずみ (γ_{oct}) 関係

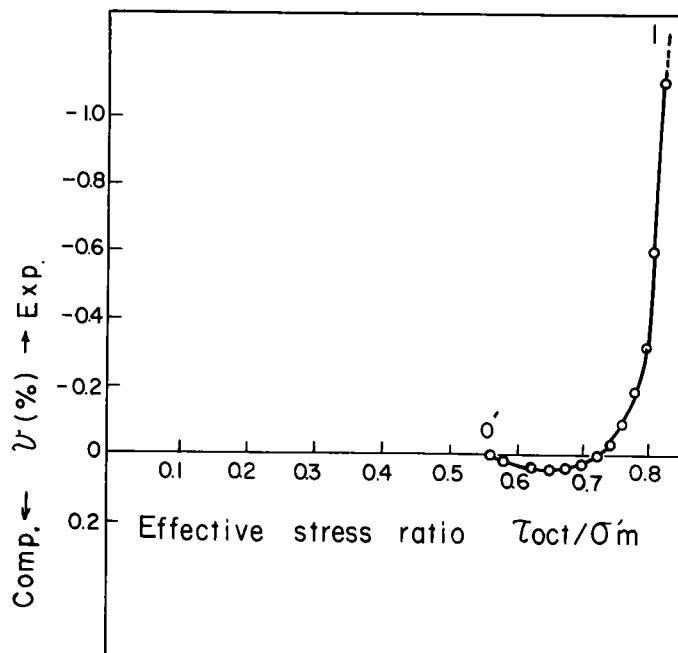


図 2 - 1 9 (b) TEST № 4 - 1 における有効応力比 (τ_{oct}/σ'_m)
～体積ひずみ (v) 関係

うである。また、圧縮側から除荷した時の応力-ひずみ曲線はほぼ直線的であり、弾性的挙動が卓越しているようである。このことを検証するために図 2-20(a) 及び図 2-20(b)を準備した。図に示したように除荷後再载荷していく段階では図 2-19(b)にみられたのと同様、幾分収縮側のダイレイタンスが生じているようであるが、せん断ひずみは元の応力状態へ再载荷した時、残留ひずみはほと

んどみられず、ほぼ弾性的な挙動を示しているものといえよう。

図 2-21(a)及び図 2-21(b)は、 $\tau_{oct}/\sigma'_m = 0.56$ 、 $\sigma'_m = 2.65 \text{ kgf/cm}^2$ の応力条件

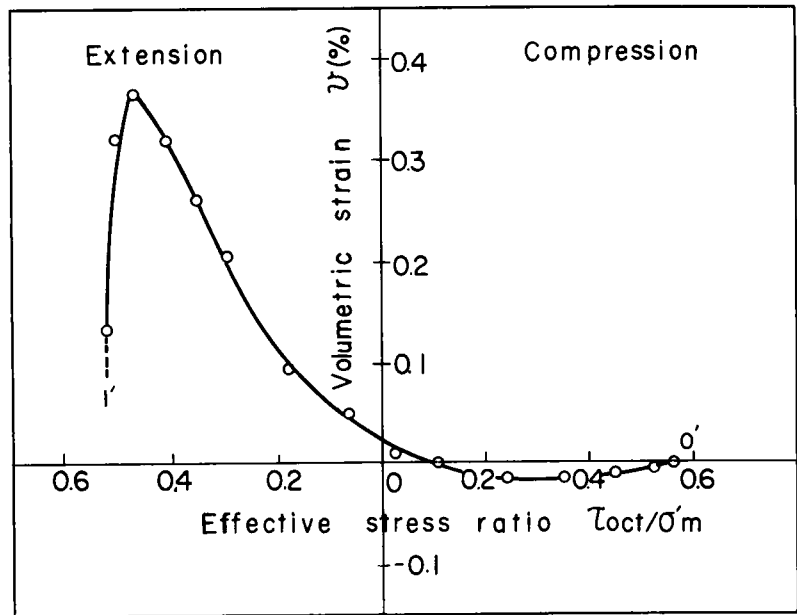


図 2-19(c) TEST №4-2 における有効応力比 (τ_{oct}/σ'_m) ~ 体積ひずみ (v) 関係

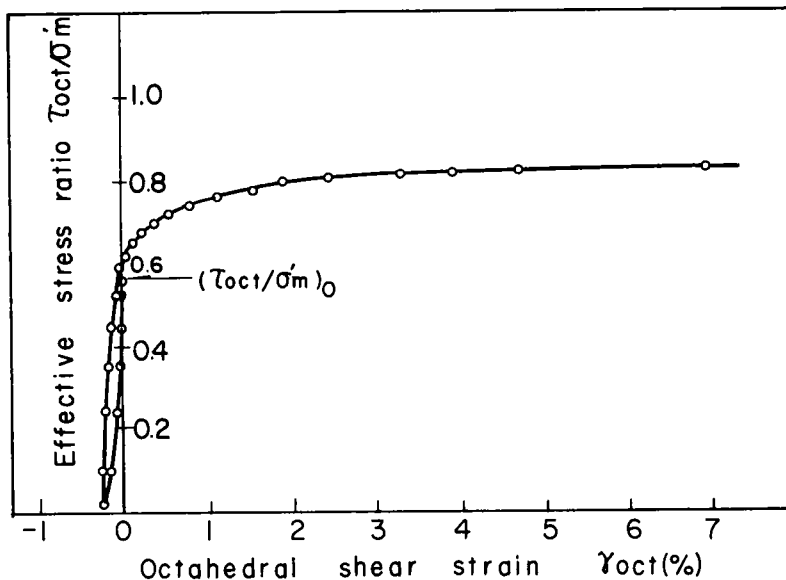


図 2-20(a) TEST №4-3 における有効応力比 (τ_{oct}/σ'_m) ~ せん断ひずみ (γ_{oct}) 関係

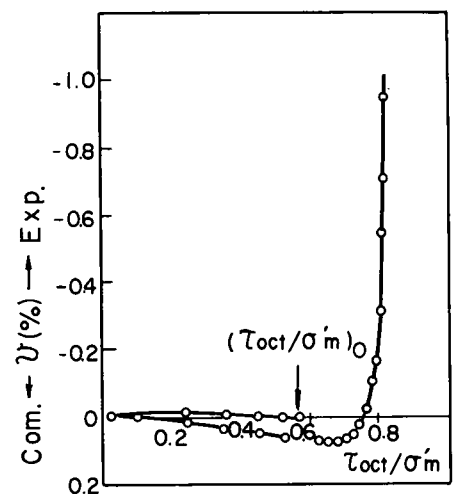


図 2-20(b) TEST №4-3 における有効応力比 (τ_{oct}/σ'_m) ~ 体積ひずみ (v) 関係

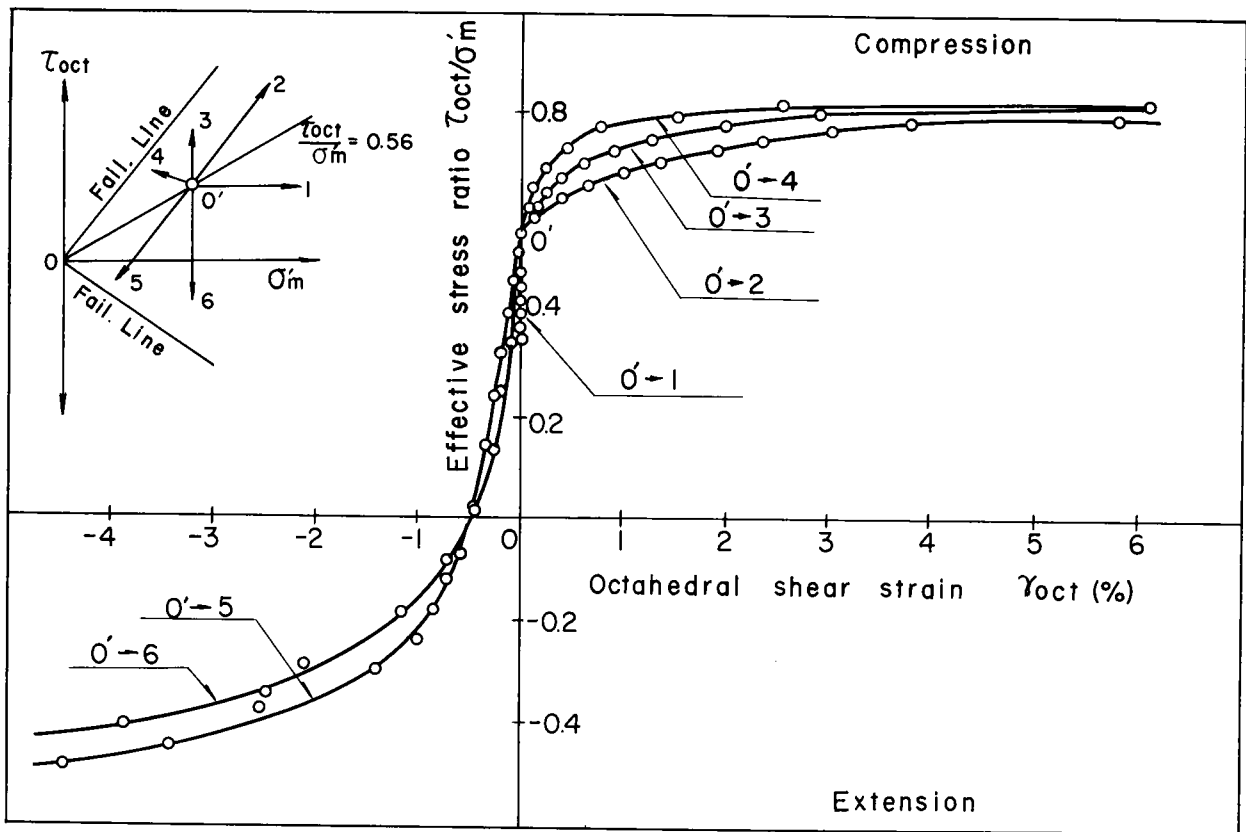


図 2 - 2 1 (a) 異方圧密 ($\tau_{oct}/\sigma'_m = 0.56$, $\sigma'_m = 2.65 \text{ kg/cm}^2$) 後の各種
応力径路下における有効応力比 (τ_{oct}/σ'_m) ~せん断ひずみ (γ_{oct}) 関係

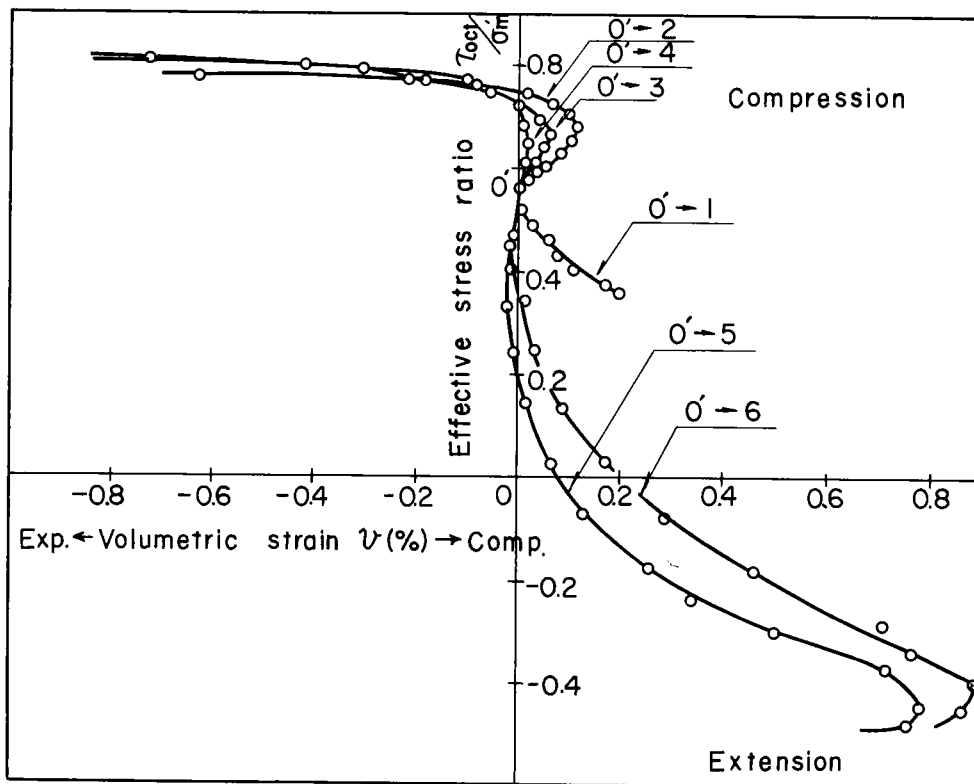


図 2 - 2 1 (b) 異方圧密 ($\tau_{oct}/\sigma'_m = 0.56$, $\sigma'_m = 2.65 \text{ kg/cm}^2$) 後の各種応力径路
下における有効応力比 (τ_{oct}/σ'_m) ~体積ひずみ (v) 関係

下から図 2-21(a)中に示す応力径路の下でせん断させた時に得られる応力-ひずみ曲線を示したものである。圧縮側でみれば 0' から 4 の方向へせん断させた時の剛性が最も高く、0' から 2 の方向へせん断させた時の剛性が最も低いようである。一方、伸張側では 0' から 5 へせん断させた場合の方が、0' から 6 へせん断させた場合と比べて初期剛性が大きい結果を与えている。本章 3-3 で述べたように各種応力径路下でせん断した場合に得られる等せん断ひずみ線は圧縮側で上に凸な、伸張側では下に凸な形状を示していたが、このことを考え合わせると、異方圧密後の変形も同様の観点から議論できることを示している。すなわち、圧縮側を考えると、0' から 2 へ至る過程と 0' から 4 へ至る場合、前者の方は後者の応力径路に比較して、より小さな有効応力比で後者と同一のせん断ひずみが生じるということである。

一方、両図において 0' から 1 への応力径路下における変形挙動はその他の応力径路下での挙動と比較して異質である。すなわち、他の応力径路下においてはせん断ひずみが生じているが、この応力径路下では体積ひずみのみが生じ、せん断ひずみは生じていない。せん断ひずみの発生とダイレイタンスーによる体積ひずみの発生との間に密接な関係があるとすれば、この応力径路下において生じた体積ひずみ中には v_v 成分は含まれていないという推測が成り立つ。すなわち、 σ'_m のみが増加する過程においては、 σ'_m の増加による塑性体積ひずみは生じうるが、塑性せん断ひずみ成分及びダイレイタンスーによる塑性体積ひずみ成分は生じないと考えてもよいであろう。この実験結果は本章 3-2 で各応力径路下におけるダイレイタンスーによる体積変化を求める時に設けた仮定の妥当性を示す結果を与えている。

第 4 節 弾一塑性構成式の誘導

4-1 降伏条件式と硬化関数

砂の降伏条件に関しては Poorooshasb²¹⁾、Cole²²⁾、Barden⁴⁸⁾ および竜岡³⁵⁾、²⁴⁾によって実験的に検討されており、降伏条件式に対する Normality、すなわち降伏曲面に対して塑性ひずみ増分は法線方向にあるという概念は成立しないというのが一致した結論のようである。これら各研究者により提案されている降伏条件式をまとめると以下の様である。

$$\text{Poorooshasb et al.}^{21)} \quad f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma'_m} \quad (2-3)$$

$$\text{Barden et al}^{35)} \quad f = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} \quad (2-4)$$

$$\text{Cole}^{48)} \quad f = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad (2-5)$$

$$\text{Poorooshasb}^{22)} \quad f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma'_m} + m \log \sigma'_m \quad (m: \text{定数}) \quad (2-6)$$

$$\text{Labe and Duncan}^{9)} \quad f = \frac{(J_1)^3}{J_3} \quad (2-7)$$

本章 3-4 で述べた側圧一定条件下における繰返し載荷試験 (図 2-15 (a)(b) 参照) によると, 図 2-22 に示す降伏曲線が得られる。これは σ'_m が増加すると τ_{oct} も増加するという形状のものであり, 上記した各研究者により提案された降伏条件と形状的には類似したものとなった。すなわち, 砂の降伏は基本的には有効応力比一定線, あるいはそれに近い形状を示すものと考えられる。

この降伏条件が塑性ポテンシャルと一致しているかどうかをみるには, 各降伏点から降伏条件を満足するような応力増分を与え, その時に生じる塑性ひずみ増分が降伏条件式の法線方向にあるかどうかを調べてみればよい。図 2-23 は, $\sigma_{mo}' = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ 一定の下でせん断した時のひずみ増分 (dv_d, dr_{oct}) の方向を (σ'_m, τ_{oct}) 座標上に描いたものである。砂の降伏が, 上記したように有効応力比,

あるいはそれに近い形で規定され, かつそれを塑性ポテンシャルとみなした場合はせん断開始時から体積の膨脹を伴うことになる。しかし, 実際のひずみ増分の方法は図に示すようにせん断初期から破壊に至る過程で反時計回りの方向を示し, 体積は収縮から膨脹を示す。このことは降伏条件と塑性ポテンシャルが一致するという Associated flow

rule が適用できないことを意味

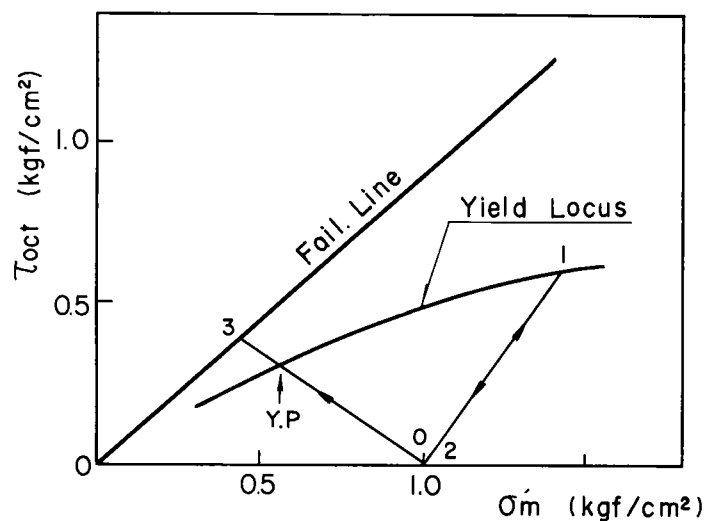


図 2-22 TEST №3-1 で得られる降伏曲線

しており、別の観点から砂の塑性ポテンシャルについて考察を進めていく必要性を示している。

以上の議論はせん断応力が増加していく時の砂の降伏に関するものであったが、それでは σ'_m の増加による降伏はどのようなものだろうか。実際、本章 3-2 で述べた等方圧密時においても、また図 2-21(b) においてせん断応力を一定にして σ'_m を増加させた時の実験においても塑性体積ひずみが生じている。した

がって、厳密に砂の降伏に関する議論を進めていくならば、このような圧密に伴う降伏についても考えていかなければならない。このことについて少し考えてみる。

Roscoe¹²⁾ は、塑性変形により供試体内部で消散されるエネルギーの評価から、次式で表わされる降伏関数を導いた。

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma'_m} + M \cdot \ln \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{my}} = 0 \quad (2-8)$$

ここに、 σ'_{my} は硬化パラメータを、M は定数であり限界状態 (critical state) における有効応力比の値を示している。なお、上式は塑性ポテンシャルと一致するものとして理論が構成されている。図 2-24(a) は上式で表わされる降伏曲線を示したものである。この理論によると図中の σ'_{my} で表わされる圧密降伏応力以下では等方圧力の増加による塑性変形は生じない。すなわち、弾性変形のみを示す $e \sim \log \sigma'_m$ 曲線 (膨潤曲線) により等方圧密による変形を考えることができる。このことは、正規圧密された土と過圧密された土の等方圧力下における変形挙動を説明することができることを示している。また、圧密降伏後のせん断挙動は図 2-24(a) の Cap 型の降伏曲線が拡大していくような場合、ひずみ硬化を示しながらせん断と圧

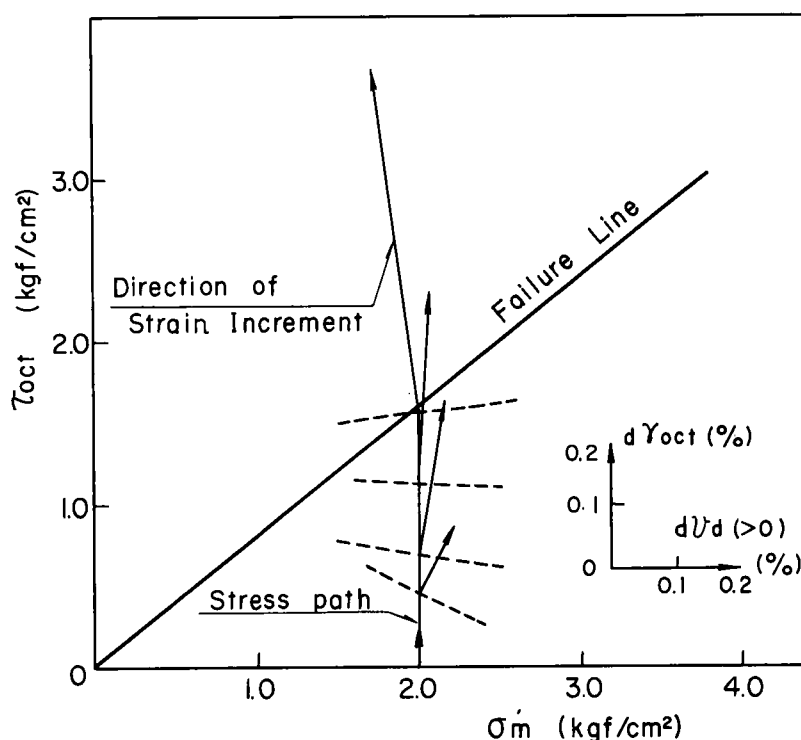


図 2-23 平均主応力一定試験により得られるひずみ増分 (dv_d , $d\gamma_{oct}$) の方向

密による塑性変形が同時に進行していくことになる。この時の体積変化は、図の(b)に示した様に絶えず収縮を示すことになる。 σ'_{my0} 以下の等方圧密状態からせん断された場合、軽く過圧密された状態では σ'_{my0} で規定される初期降伏曲線までは弾性的であり、降伏後はやはり体積の収縮を伴って破壊に至る。(図の(c))。また、彼らがDry側と定義した強く過圧密された状態からせん断された場合には、初期降伏条件までは弾性的であり、

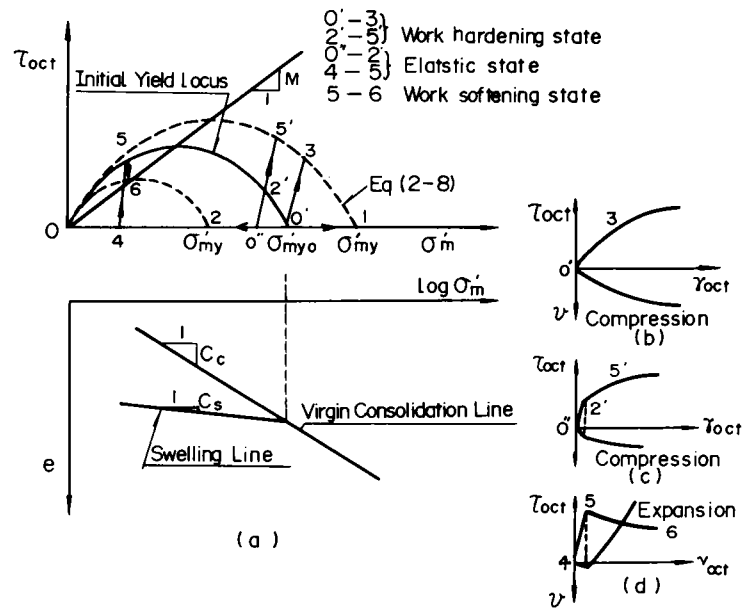


図 2-24 Cambridge 理論による降伏曲線と
応力-ひずみ挙動

それ以降はひずみ軟化を示しながら体積は膨張することになる(図の(d))。すなわち、彼らの理論は圧密とせん断に対する降伏を独立に考えずに、一つの降伏条件で構成されているわけであり、その意味で圧密降伏応力のもつ意味は大きい。

さて、非常に高い等方圧力下の試験によると砂が顕著な圧密降伏を示すのは数 10 kg f/cm^2 以上の圧力下であり、それ以前での砂の圧縮性は非常に小さいと言われている。また、このレベル以上の圧力で圧密した後、せん断を行うと正規圧密された粘土と同様、破壊に至るまで体積は収縮することが知られている。このことは Roscoeらのモデルで定性的に高圧下のせん断挙動を説明できることを示唆するものであるが、比較的ゆる詰めの砂では圧密圧力の小さなレベルでも塑性変形が生じる。これは、等方圧力によって局所的なせん断が生じた結果と考えられるが、一方明瞭な降伏点が見られる圧力レベルでは粒子構造の変化と同時に、粒子自体の破砕が大きな体積変化をもたらす要因であると考えられる。このような局所的なすべりによる塑性体積ひずみを考慮していく場合、圧密とせん断による降伏を統一的に取り扱うことは極めて困難である。しかし、あるせん断応力下で等方圧力のみを増加した場合、塑性体積ひずみは生じるが塑性せん断ひずみは生じないという結果、言い換えれば σ'_m が増加しても τ_{oct}/σ'_m が増加しなければ塑性せん断ひずみは生じないということを考えればせん断と圧密による塑性変形は別々に議論されるべき性質のものであることが察知される。

また、たとえ低等方圧力下における塑性体積ひずみが無視でき、かつ極めて高い等方圧力下でせん断された時の挙動を Cap 型の弾-塑性モデルで説明しえたとしても、通常の圧力下におけるせん断挙動、すなわちダイレイタンシーによる体積変化が収縮から膨脹へ至る変形過程を表現することはできない。このことは、強く過圧密された粘土に対しても同様のことが言え、このようなダイレイタンシー性状を示す材料に対して別の観点から、その挙動を議論していく必要があることを示している。

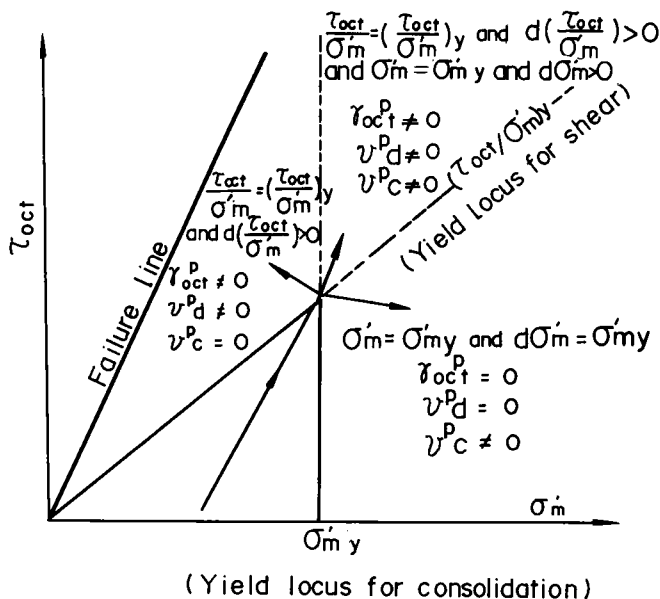


図 2-25 圧密とせん断に対する降伏の考え方

以上の議論から砂の塑性変形は次の降伏条件式により規定されるものと考えてよいであろう。

$$\text{せん断に関する条件式； } f_s - f_{s,y} = \tau_{oct}/\sigma'_m - (\tau_{oct}/\sigma'_m)_y \quad (2-9)$$

$$\text{圧密に関する条件式； } f_c - f_{c,y} = \sigma'_m - \sigma'_{my} \quad (2-10)$$

ここでせん断に関する降伏条件式とは τ_{oct}^P および v_d^P が生じる条件を意味し、圧密に関する降伏条件式とは v_c^P が生じる条件を意味する。これを図 2-25 に示しておいた。

式(2-9)は Poorooshasb²¹⁾ が提案した降伏条件式を一般応力条件下において適用できるように拡張したものである。また、上式中の $(\tau_{oct}/\sigma'_m)_y$, σ'_{my} は、せん断および圧密に関する硬化パラメータであり、塑性変形の進み具合を表わすパラメータの関数である。上式のように有効応力比および有効平均主応力で降伏条件を考えた場合、 $(\tau_{oct}/\sigma'_m)_y$, および σ'_{my} に対して次の様な硬化関数を考えるのが妥当であろう。

$$\left(\frac{\tau_{oct}}{\sigma'_m}\right)_y = F_s \left(\int d\tau_{oct}^P, b \right) \quad (2-11)$$

$$\sigma'_{my} = F_c \left(\int dv_c^P \right) \quad (2-12)$$

式(2-11)中で、 b -値を導入したのは例えば圧縮および伸張条件下のように中間主応力の大きさによって $\tau_{oct}/\sigma'_m \sim r_{oct}$ 関係が異なり、一つの硬化曲線では他の応力状態における硬化挙動を表現できないことを勘案したことによる。なお、式(2-11)は、 τ_{oct}/σ'_m が増加するあらゆる応力径路下において τ_{oct}/σ'_m と r_{oct}^P が一義的な関係にある。言い換えれば塑性変形の進み具合を表わすパラメータとして r_{oct}^P を考えていることを意味しているが、実験結果から知られるように必ずしもこの関係は満足されない。ここでは、単純なモデルで多くの変形挙動を説明することを主眼とし、上記の様に考えたが、より精度の高い応力～ひずみ関係を確立するにはさらに複雑な降伏条件を考慮していく必要があろう。

4-2 塑性ポテンシャル

塑性ポテンシャル g は、塑性ひずみ増分の方
向を与えるものであり、一般に応力とひずみ履歴の関数として表わされる。例えば、塑性変形中、非可逆的な体積ひずみを生じない材料であれば、その塑性ポテンシャルは σ'_m -軸に平行なものとなる(図2-26(a)参照)。このことは、第1章第3節で示した式(1-9)において

$$\begin{aligned} dv^P &= h \left(\frac{\partial g}{\partial \sigma_1} + \frac{\partial g}{\partial \sigma_2} + \frac{\partial g}{\partial \sigma_3} \right) df \\ &= h \frac{\partial g}{\partial \sigma_m} df = 0 \end{aligned}$$

($df > 0$)

(2-13)

であるので、塑性体積ひずみ増分の方
向を与える $\partial g / \partial \sigma'_m$ が0になることと等価である。また、塑性変形時に絶えず膨脹、あるいは絶えず収縮を示す材料であれば、その塑性ポテンシャルは図2-26(b)、図2-26(c)に示すような形状をそれぞれ示すであろう。しかし砂などの様にせん断初期において

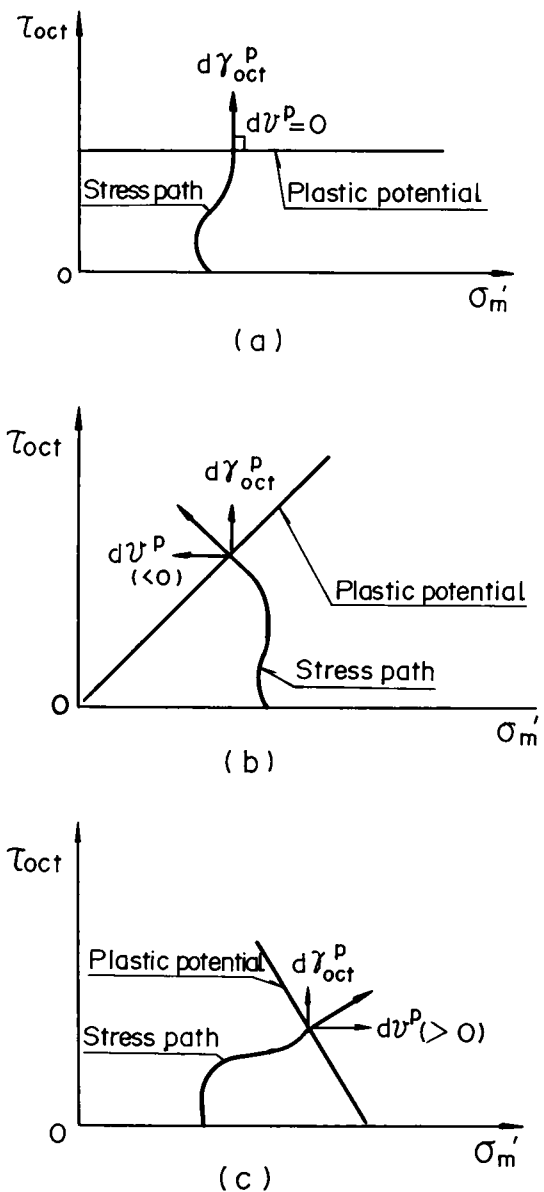


図2-26 塑性ポテンシャルと塑性ひずみ増分の方

体積の収縮をまた破壊前において膨脹を示す材料の塑性ポテンシャルはこのような単純な形状を示さないことは明らかである。それではこのような材料に対する塑性ポテンシャルはどのように考えたらよいであろうか。

塑性ポテンシャルの意味するところは、塑性ひずみ増分（あるいは増分比）がどのような応力経路をたどっても、降伏条件を満足する応力値によって一義的に決定されるということである。例えば、図 2-26(b)で示される絶えず膨脹を続ける材料は塑性ポテンシャルとして拡張された Von-Mises 規準（第 1 章第 2 節の式（1-5））を使うと塑性ひずみ増分 $d r_{oct}^P$ および塑性体積ひずみ増分 $d v^P$ は、式（1-9）から次のように表わされる。

$$\begin{aligned} d r_{oct}^P &= \frac{2}{3} \sqrt{(d \epsilon_1^P - d \epsilon_2^P)^2 + (d \epsilon_2^P - d \epsilon_3^P)^2 + (d \epsilon_3^P - d \epsilon_1^P)^2} \\ &= \frac{2}{3} h \sqrt{\left(\frac{\partial g}{\partial \sigma_1} - \frac{\partial g}{\partial \sigma_2}\right)^2 + \left(\frac{\partial g}{\partial \sigma_2} - \frac{\partial g}{\partial \sigma_3}\right)^2} \\ &\quad + \left(\frac{\partial g}{\partial \sigma_3} - \frac{\partial g}{\partial \sigma_1}\right)^2 d f = \frac{2}{3} h d f \quad (2-14) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d v^P &= d \epsilon_1^P + d \epsilon_2^P + d \epsilon_3^P \\ &= h \left(\frac{\partial g}{\partial \sigma_1} + \frac{\partial g}{\partial \sigma_2} + \frac{\partial g}{\partial \sigma_3} \right) d f = -\alpha h d f \quad (2-15) \end{aligned}$$

この比をとると次式を得る。

$$d v^P / d r_{oct}^P = -\frac{3}{2} \alpha \quad (2-16)$$

すなわち、上式の意味するところは塑性ひずみ増分比 $d v^P / d r_{oct}^P$ は (σ'_m, τ_{oct}) 平面上で、降伏条件を満足している限り応力に依存せず一定値をとるということである。

さて、砂においては本章 4-1 で述べたように、その塑性ひずみは σ'_m の増加による塑性ひずみ v_c^P と τ_{oct} / σ'_m の増加による塑性せん断ひずみ r_{oct}^P 、および塑性体積ひずみ v_d^P とに分けて考える必要があることを述べた。すなわち、 τ_{oct} / σ'_m が減少しても σ'_m が増加すれば v_c^P が生じる。また、 σ'_m が減少しても τ_{oct} / σ'_m が増加すれば r_{oct}^P 、 v_d^P が生じる。前

者の場合、 σ'_m の増加によって r_{oct}^P 、 v_d^P は生じないので $f_c = \sigma'_m$ はそのまま塑性ポテンシャルとなりうるわけである。すなわち、降伏条件 $f_c = 0$ および降伏の継続条件： $df_c > 0$ を満足すれば、その時の塑性ポテンシャルは次式で与えられる。

$$g_c = \sigma'_m \quad (2-17)$$

上記した考えに基づけば τ_{oct}/σ'_m の増加、すなわち、 $f_s=0$ かつ $df_s>0$ という降伏条件を満足している場合の塑性ポテンシャルは r_{oct} および σ'_m の変化により生じる v_c を全体積ひずみ v から差し引いた v_d^P で考える必要がある。

このような考え方から今回行った等方圧密後、各応力径路に沿ってせん断された時の $dv_d^P/d r_{oct}^P$ と τ_{oct}/σ'_m の関係を示したのが図2-27、および図2-28である。なお dr_{oct}^P は dr_{oct} から弾性成分 dr_{oct}^E を差し引いて求めるものであるが、ここでは弾性ひずみ増分が dr_{oct}^P に比較して無視しうるものとみなして全ひずみ増分をとっている。 dv_d^P についても同様である。図を見ると圧縮側および伸張側ともに平均的な摩擦力(τ_{oct}/σ'_m)が充分に発揮されていないと考えられるせん断初期において、かなりのバラツキが認められるが概ね直線で近似できる傾向を示している。

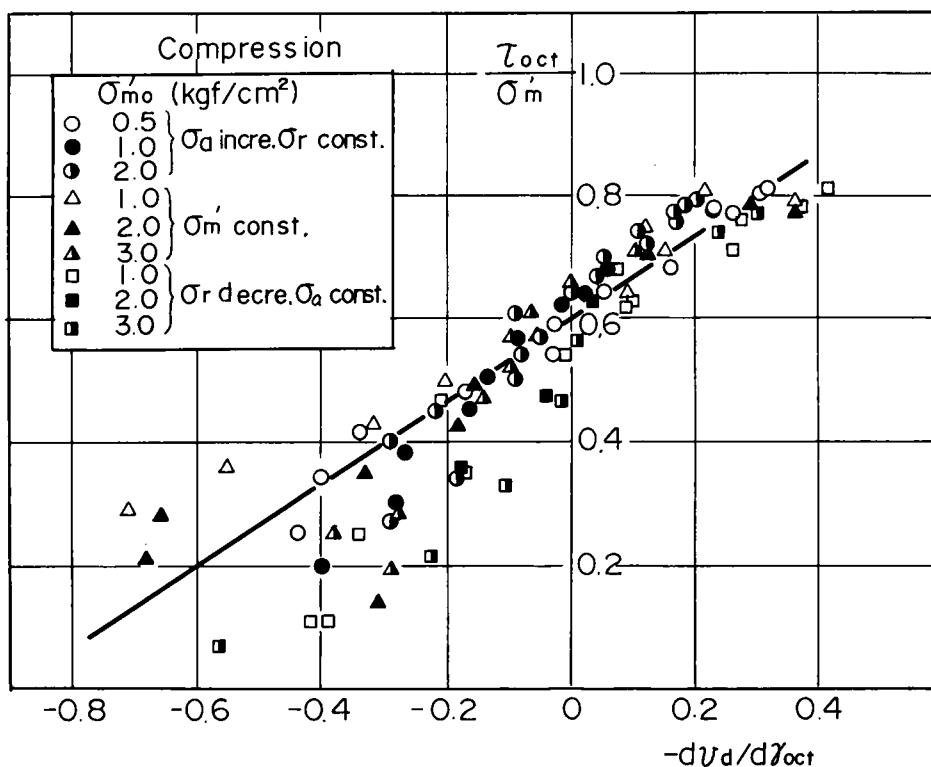


図2-27 圧縮側における有効応力比(τ_{oct}/σ'_m)～ひずみ増分比($-dv_d/d r_{oct}$)関係

Roscoe らは、 dv^P/dr_{oct}^P と τ_{oct}/σ'_m との関係を供試体内で消費されるエネルギーの考え方から次式で表わした。

$$\frac{\tau_{oct}}{\sigma'_m} = M - \frac{2}{3} \frac{dv^P}{dr_{oct}^P} \quad (2-18)$$

上式と図 2-27, 28 で示される直線関係の差は、Roscoe らが v^P を v_d^P と v_c^P の和と考えているのに対し、ここでは v_d^P のみを考えていることである。もちろん、砂が等方圧力により降伏しな

いとすれば、 $v^P = v_d^P$ でありその点に関する差はない。また実験結果からは、式 (2-18) で示されるような圧縮側と伸張側での一致はみられず、ダイレイタンシーによる体積変化の最大圧縮点 ($dv_d^P = 0$) の値に差がみられる。したがって、図 2-27 および図 2-28 で示される τ_{oct}/σ'_m と dv_d^P/dr_{oct}^P の関係は次式で表示できよう。

$$\frac{\tau_{oct}}{\sigma'_m} = M_m(b) - \frac{2}{3} \frac{dv_d^P}{dr_{oct}^P} \quad (2-19)$$

ここに、 M_m は $dv_d^P = 0$ の点での有効応力比の値を表わす。上式の意味するところは中間主応力の方向を固定して考えると dv_d^P/dr_{oct}^P が τ_{oct}/σ'_m により一義的に決定されるということであり、上式およびポテンシャル面上で塑性ひずみ増分の方向は法線方向にあるという Normality の考え方から塑性ポテンシャル g_s は b 一値をパラメータにして次の様に求められる。

$$g_s = \frac{\tau_{oct}}{\sigma'_m} + M_m(b) \cdot \ln \sigma'_m \quad (2-20)$$

図 2-29 は、上式で表わされる塑性ポテンシャルを (σ'_m, τ_{oct}) 平面上に描いたもので

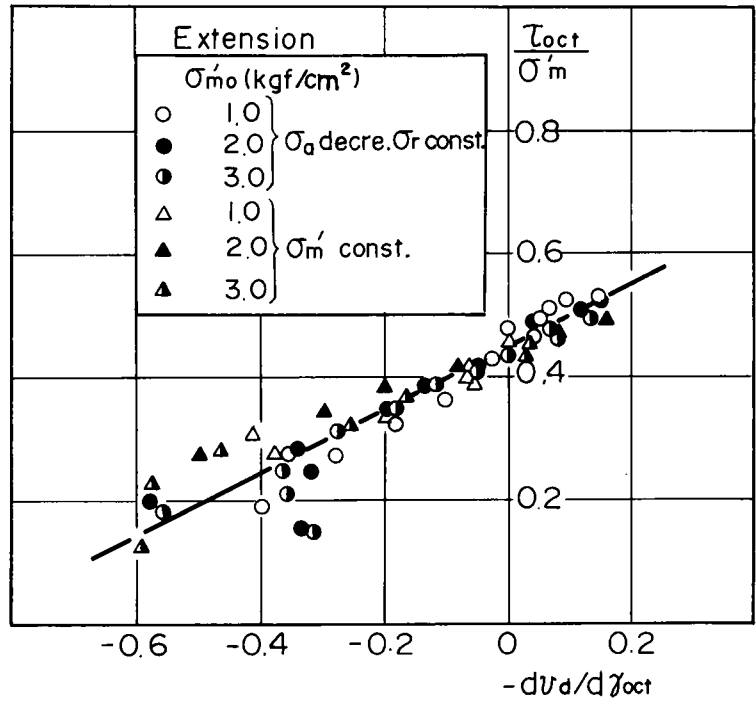


図 2-28 伸張側における有効応力比 (τ_{oct}/σ'_m)
～ひずみ増分比 ($-dv_d/d\gamma_{oct}$) 関係

ある。等方圧密後、例えば σ'_m 一定条件でせん断した時、 $\tau_{oct}/\sigma'_m < M_m$ であるならば式 (2-19) から $dv_d^p > 0$ 、すなわち収縮を示し、 $\tau_{oct}/\sigma'_m > M_m$ に至ると $dv_d^p < 0$ 、すなわち膨脹を示すことになる。このような塑性ポテンシャルにより収縮から膨脹に至る変形挙動をほぼ完全に説明できることになる。

次に等方圧密後、圧縮せん断し、その後伸張せん断を行った場合や、異方圧密後圧縮および伸張せん断した場合のようなひずみ履歴を受けた場合の塑性ポテンシャルはどうなるであろうか。この事を調べるためにはひずみ履歴を受けた場合の降伏条件式に関する情報が必要となる。なぜなら塑性ポテンシャルは塑性ひずみ増分の方を与えるものであり、その時には必ず降伏しているという条件が必要なためである。

本章 3-4 で述べた実験結果からも明らかなように、砂にひずみ履歴を与えた場合の降伏は等方硬化で表示することは困難であることを述べた。ここでは、

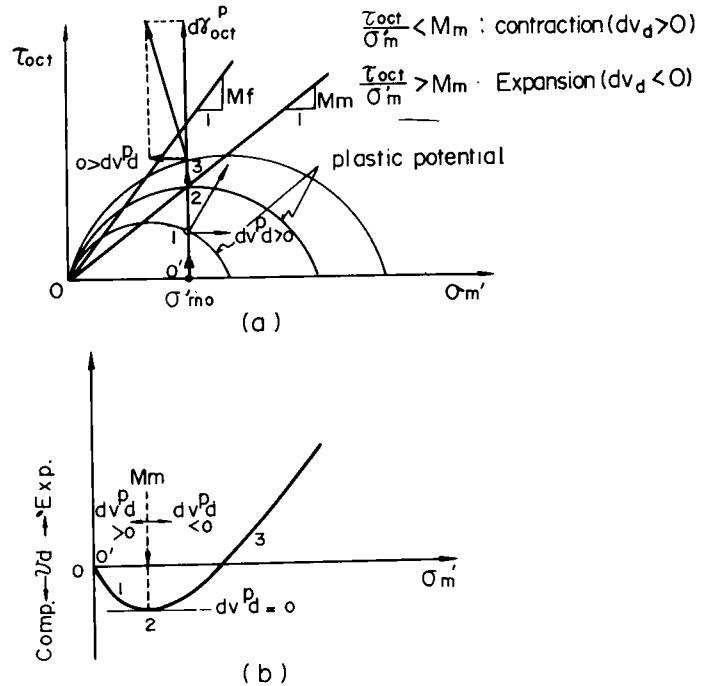


図 2-29 式 (2-20) で表わされる塑性ポテン

シャルの形状とその意味

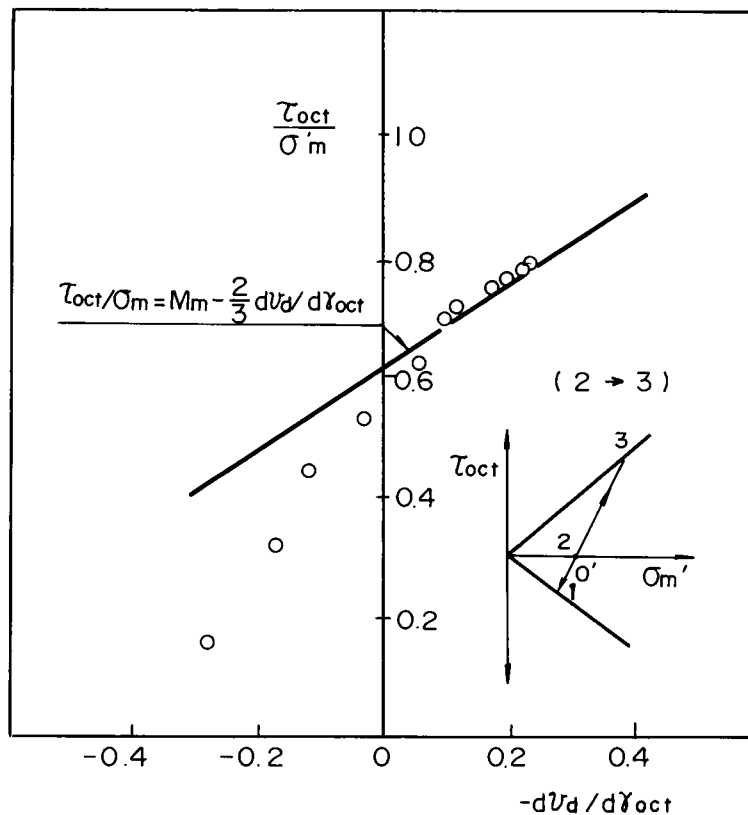


図 2-30 TEST № 3-3 における有効応力比 (τ_{oct}/σ'_m) ~ ひずみ増分比 ($-dv_d/d\gamma_{oct}$) 関係 (ただし、2 → 3 の応力径路に対するもの)

験結果、すなわちせん断方向の変化がない除荷の段階ではほぼ弾性的とみなしてよいが、せん断方向の変化は顕著な塑性変形を生じさせるということから、一応せん断方向が逆転する応力点を原点として $d v_d^P / d r_{oct}^P$ と τ_{oct} / σ'_m の関係をまとめたのが図 2-30、図 2-31 および図 2-32 である。ここに、図 2-30 および図 2-31 は等方圧密後伸張→圧縮および圧縮→伸張という過程でせん断した場合であり、図 2-32 は、異方圧密後、圧縮および伸張せん断した場合の図である。図中には、式 (2-19) で表わされる $\tau_{oct} / \sigma'_m \sim d v_d^P / d r_{oct}^P$ 関係も示してある。図をみるとせん断方向が変化した初期の段階では、式 (2-19) からはずれる面もみられるが、かなりの近似度でひずみ履歴を受けた場合のその後の変形を説明できるようである。この結果は異方圧密された砂がその後の载荷によって生じる塑性変形挙動を弾-塑性論的立場から議論していく上で重要な実験事実を示している。すなわち、ひずみ履歴を受けた砂の塑性ポテンシャルは等方便化によらない降伏条件式の設定により、ひずみ履歴に依存することなく一義的に決定される。これらはひずみ履歴の影響を考慮する降伏条件式、例えば移動硬化や異方硬化の概念を実験的に検討していく必

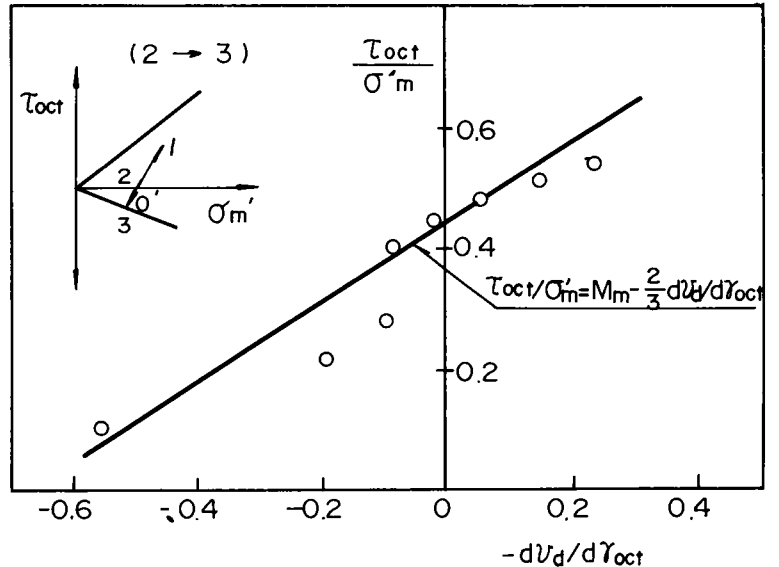


図 2-31 TEST №3-2 における有効応力比 (τ_{oct} / σ'_m) ~ ひずみ増分比 ($-dv_d / d r_{oct}$) 関係 (ただし、2→3 の応力径路に対するもの)

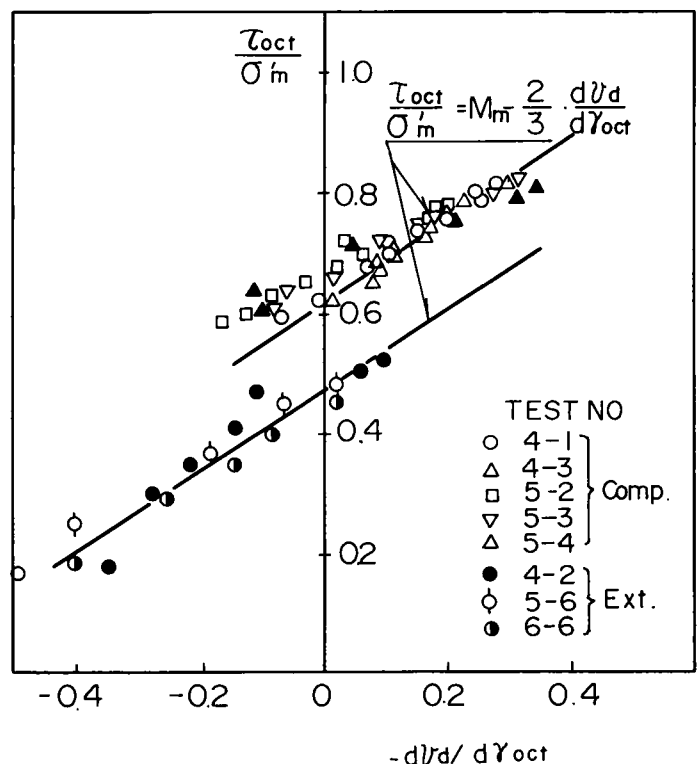


図 2-32 異方圧密後の圧縮及び伸張側における有効応力比 (τ_{oct} / σ'_m) ~ ひずみ増分比 ($-dv_d / d r_{oct}$) 関係

要性を示している。

4-3 構成式の誘導

三軸試験装置を用いた実験および理論的考察から砂の降伏条件式、硬化関数および塑性ポテンシャルが得られた。これらを再度列記すると以下の通りである。

“せん断”に関して

$$\text{降伏条件式；} \quad f_s - f_{s,y} = \tau_{oct} / \sigma'_m - (\tau_{oct} / \sigma'_m)_y \quad (2-9 \text{ bis})$$

$$\text{塑性ポテンシャル；} \quad g_s = \tau_{oct} / \sigma'_m + M_m(b) \cdot \ln \sigma'_m \quad (2-20 \text{ bis})$$

$$\text{硬化関数；} \quad (\tau_{oct} / \sigma'_m)_y = F_s \left(\int d r_{oct}^P, b \right) \quad (2-11 \text{ bis})$$

“圧密”に関して

$$\text{降伏条件式；} \quad f_c - f_{c,y} = \sigma'_m - \sigma'_{my} \quad (2-10 \text{ bis})$$

$$\text{塑性ポテンシャル；} \quad g_c = \sigma'_m \quad (2-17 \text{ bis})$$

$$\text{硬化関数；} \quad \sigma'_{my} = F_c \left(\int d v_c^P \right) \quad (2-12 \text{ bis})$$

式(1-9)と上式から、塑性ひずみ増分 $\{d\epsilon\}^P$ は次のように求められる。

(i) $f_s = 0$ および $df_s > 0$ を満足する場合

$$\begin{aligned} \{d\epsilon\}_s^P &= h_s \cdot \left\{ \frac{\partial g_s}{\partial \sigma} \right\} \cdot df_s \\ &= \frac{h_s}{3\sigma'_m} \cdot \left\{ \begin{array}{l} M_m(b) - \tau_{oct} / \sigma'_m + (\sigma'_x - \sigma'_m) / \tau_{oct} \\ M_m(b) - \tau_{oct} / \sigma'_m + (\sigma'_y - \sigma'_m) / \tau_{oct} \\ M_m(b) - \tau_{oct} / \sigma'_m + (\sigma'_z - \sigma'_m) / \tau_{oct} \\ \sigma_{xy} / \tau_{oct} \\ \sigma_{xz} / \tau_{oct} \\ \sigma_{yz} / \tau_{oct} \end{array} \right\} \cdot d(\tau_{oct} / \sigma'_m) \quad (2-21) \end{aligned}$$

(ii) $f_c = 0$ および $df_c > 0$ を満足する場合

$$\begin{aligned} \{d\epsilon\}_c^P &= h_c \cdot \left\{ \frac{\partial g_c}{\partial \sigma} \right\} \cdot df_c \\ &= \frac{h_c}{3} \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \cdot d\sigma'_m \end{aligned} \quad (2-22)$$

(iii) $f_s = 0$ および $df_s > 0$ かつ $f_c = 0$ および $df_c > 0$ を満足する場合

$$\{d\epsilon^P\} = h_s \cdot \left\{ \frac{\partial g_s}{\partial \sigma} \right\} \cdot df_s + h_c \cdot \left\{ \frac{\partial g_c}{\partial \sigma} \right\} \cdot df_c \quad (2-23)$$

また、塑性せん断ひずみ増分 dr_{oct}^P 、ダイレイタンスーによる塑性体積ひずみ増分 dv_d^P および有効平均主応力による塑性体積ひずみ増分 dv_c^P は、式(2-21)および式(2-22)を用いてそれぞれ次の様に求められる。

$$\begin{aligned} dr_{oct}^P &= \frac{2}{3} \sqrt{(d\epsilon_{1,s}^P - d\epsilon_{2,s}^P)^2 + (d\epsilon_{2,s}^P - d\epsilon_{3,s}^P)^2 + (d\epsilon_{3,s}^P - d\epsilon_{1,s}^P)^2} \\ &= \frac{2}{3} \cdot \frac{h_s}{\sigma'_m} \cdot d(\tau_{oct}/\sigma'_m) \end{aligned} \quad (2-24)$$

$$\begin{aligned} dv_d^P &= d\epsilon_{1,s}^P + d\epsilon_{2,s}^P + d\epsilon_{3,s}^P \\ &= \frac{h_s}{\sigma'_m} \left(M_m(b) - \frac{\tau_{oct}}{\sigma'_m} \right) \cdot d(\tau_{oct}/\sigma'_m) \end{aligned} \quad (2-25)$$

$$\begin{aligned} dv_c^P &= d\epsilon_{1,c}^P + d\epsilon_{2,c}^P + d\epsilon_{3,c}^P \\ &= h_c \cdot d\sigma'_m \end{aligned} \quad (2-26)$$

式(2-25) からダイレイタンスーによる体積変化に関して収縮から膨脹に至る過程を次の様に表現できたことになる。

$$M_m(b) - \tau_{oct} / \sigma'_m > 0 \quad ; \quad d v_d^P > 0 \quad (\text{収縮})$$

$$M_m(b) - \tau_{oct} / \sigma'_m = 0 \quad ; \quad d v_d^P = 0$$

$$M_m(b) - \tau_{oct} / \sigma'_m < 0 \quad ; \quad d v_d^P < 0 \quad (\text{膨脹})$$

式(2-11) と式(2-12) から

$$d (\tau_{oct} / \sigma'_m) = F'_s(b) \cdot d r_{oct}^P \quad (2-27)$$

$$d (\sigma'_m) = F'_c \cdot d v^P \quad (2-28)$$

上式と式(2-24) および式(2-25) をそれぞれ等置すると、 h_s および h_c は次のように求められる。

$$h_s = \frac{3}{2} \cdot \frac{\sigma'_m}{F'_s} \quad (2-29)$$

$$h_c = \frac{1}{F'_c} \quad (2-30)$$

一方、 $\{ d \epsilon \}$ と $\{ d \sigma \}$ の関係は $d f = [\partial f / \partial \sigma] \{ d \sigma \}$ となることを考慮して次式で与えられる。

$$(j)' \quad f_s = 0 \text{ および } d f_s > 0 ;$$

$$\{ d \epsilon \}_s^P = \frac{h_s}{9 \sigma'^2_m} [D]_s^P \{ d \sigma \} \quad (2-31)$$

ここに、

$$[D]_s^P = \begin{pmatrix} M_m(b) - \frac{\tau_{oct}}{\sigma'_m} + \frac{(\sigma'_x - \sigma'_m)}{\tau_{oct}} \\ M_m(b) - \frac{\tau_{oct}}{\sigma'_m} + \frac{(\sigma'_y - \sigma'_m)}{\tau_{oct}} \\ M_m(b) - \frac{\tau_{oct}}{\sigma'_m} + \frac{(\sigma'_z - \sigma'_m)}{\tau_{oct}} \\ \sigma_{xy} / \tau_{oct} \\ \sigma_{xz} / \tau_{oct} \\ \sigma_{yz} / \tau_{oct} \end{pmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\sigma'_x - \sigma'_m}{\tau_{oct}} - \frac{\tau_{oct}}{\sigma'_m} & \frac{\sigma'_y - \sigma'_m}{\tau_{oct}} - \\ \frac{\tau_{oct}}{\sigma'_m} & \frac{\sigma'_z - \sigma'_m}{\tau_{oct}} - \frac{\tau_{oct}}{\sigma'_m} & \\ \frac{\sigma_{xy}}{\tau_{oct}} & \frac{\sigma_{xz}}{\tau_{oct}} & \frac{\sigma_{yz}}{\tau_{oct}} \end{bmatrix}$$

(2 - 3 2)

(ii)' $f_c = 0$ および $df_c > 0$;

$$\{d\epsilon\}_c^P = \frac{h_c}{9} [D]_c^P \{d\sigma\} \quad (2-33)$$

$$[D]_c^P = \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2-34)$$

(iii)' $f_s = 0$ および $df_s > 0$ かつ $f_c = 0$ および $df_c > 0$;

$$\{d\epsilon\}^P = \left[\frac{h_s}{9\sigma'^2_m} [D]_s^P + \frac{h_c}{9} [D]_c^P \right] \{d\sigma\} \quad (2-35)$$

以上で弾-塑性論に基づく砂の応力-ひずみ関係式がすべて誘導されたことになる。

4-4 構成式の検証

式(2-21), (2-22)および式(2-23)を用いて実験結果との対比を行う。式中の h_s および h_c を決めるためには $\tau_{oct}/\sigma'_m \sim \gamma_{oct}^P$ 曲線および $\sigma'_m \sim v_c^P$ 曲線を関数化する必要がある。ここでは前者に対して破壊時の有効応力比 $M_f(b)$ および $\tau_{oct}/\sigma'_m \sim \gamma_{oct}^P$ 曲線の初期接線係数 G' を用いた双曲線で近似することにする。双曲線表示をする根拠は見当たらないが、2つのパラメータで応力～ひずみ曲線(硬化関数)を表現できるという簡便さからこの表示を用いた。すなわち、

$$\frac{\tau_{oct}}{\sigma'_m} = \frac{M_f(b) \cdot G' \cdot \gamma_{oct}^P}{M_f(b) + G' \cdot \gamma_{oct}^P} \quad (2-36)$$

ただし、 G' は b -値には依存しないと仮定している。式(2-24)と上式とから h_s は次式で表わされることになる。

$$h_s = \frac{3\sigma'_m}{2G'} \cdot \left(\frac{M_f(b)}{M_f(b) - \frac{\tau_{oct}}{\sigma'_m}} \right)^2 \quad (2-37)$$

一方、 h_c に対しては $e \sim \ell_n \sigma'_m$ の関係を次のように直線で近似することにする。

$$e = e_1 - \lambda \cdot \ell_n \sigma'_m \quad ; \quad \text{処女載荷時の } e \sim \ell_n \sigma'_m \text{ 曲線 (弾-塑性曲線)} \quad (2-38)$$

$$e = e_2 - \kappa \cdot \ell_n \sigma'_m \quad ; \quad \text{除荷時の } e \sim \ell_n \sigma'_m \text{ 曲線 (弾性曲線)} \quad (2-39)$$

ここに、 e_1 は式(2-38)で $\sigma'_m = 1.0$ における間隙比、 λ は正規圧密曲線の勾配、 e_2 は式(2-39)で $\sigma'_m = 1.0$ における間隙比、 κ は膨脹曲線の勾配である。

上2式より、塑性体積ひずみ増分 dv_c^P は次式で与えられる。

$$dv_c^P = - \frac{de^P}{1+e} = \frac{\lambda - \kappa}{1+e} \cdot \frac{d\sigma'_m}{\sigma'_m} \quad (2-40)$$

上式と式(2-26)より次式が得られる。

$$h_c = \frac{\lambda - \kappa}{1+e} \cdot \frac{1}{\sigma'_m} \quad (2-41)$$

砂の破壊条件式に関しては第1章第2節で述べたようにMohr-Coulomb規準に対して否定的な実験結果も見られる。これらは三主応力が独立に制御できる多軸圧縮試験を用いた実験から明らかになりつつあることであるが、実験結果には各研究者により用いられている載荷方式の違いや、載荷板の摩擦の問題あるいは試料作成時の堆積方向など種々の問題点が含まれており、統一的な破壊規準が提案されるまでには至っていない。

一方、一般に用いられているMohr-Coulomb規準によると、その強度定数の推定も容易であるし、また強度に関して安全側の値を与えるものである。したがってここでは一応Mohr-Coulomb規準を用いて破壊時の有効応力比 $M_f(b)$ およびダイレイタンシーによる体積最大圧縮時の有効応力比 $M_m(b)$ を定式化することにする。すなわち、第1章第2節の式(1-1)および $b = (\sigma_2 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)$ を用いてこれらは次式のように表示できる。

$$M_f(b) = \left(\frac{\tau_{oct}}{\sigma'_m} \right)_f = \frac{\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}}{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}$$

$$= \frac{2\sqrt{2} \cdot \sin \phi_f \cdot \sqrt{b^2 - b + 1}}{3 + (2b - 1) \cdot \sin \phi_f} \quad (2-42)$$

$$M_m(b) = \left(\frac{\tau_{oct}}{\sigma'_m} \right)_m = \frac{2\sqrt{2} \cdot \sin \phi_m \cdot \sqrt{b^2 - b + 1}}{3 + (2b - 1) \cdot \sin \phi_m} \quad (2-43)$$

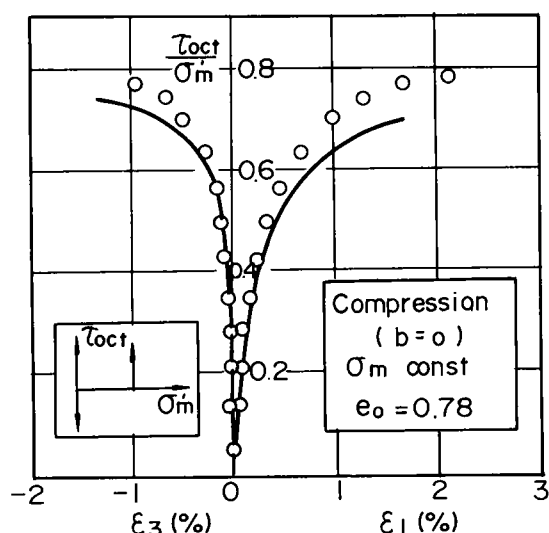


図2-33 三軸圧縮条件下 (σ'_m = 一定) における計算値と実験値の比較

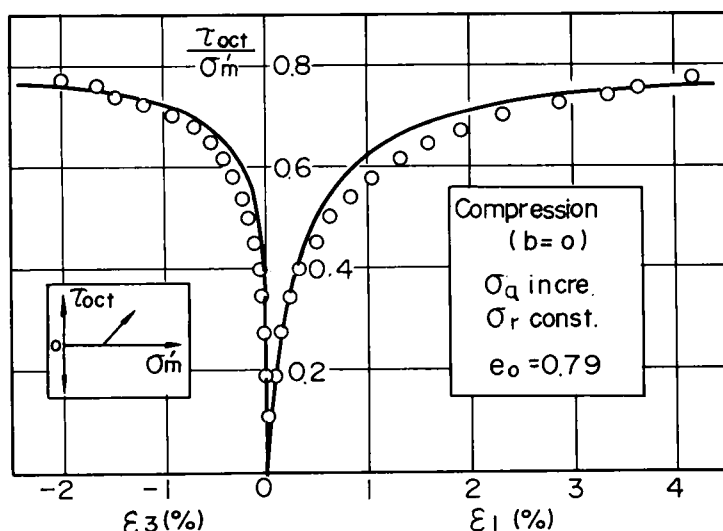


図2-34 三軸圧縮条件下 (側圧一定, 軸圧増加) における計算値と実験値の比較

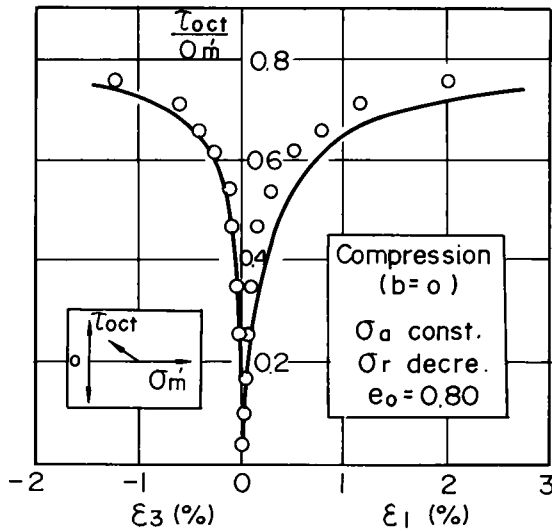


図 2-35 三軸圧縮条件下（軸圧一定，側圧減少）における計算値と実験値の比較

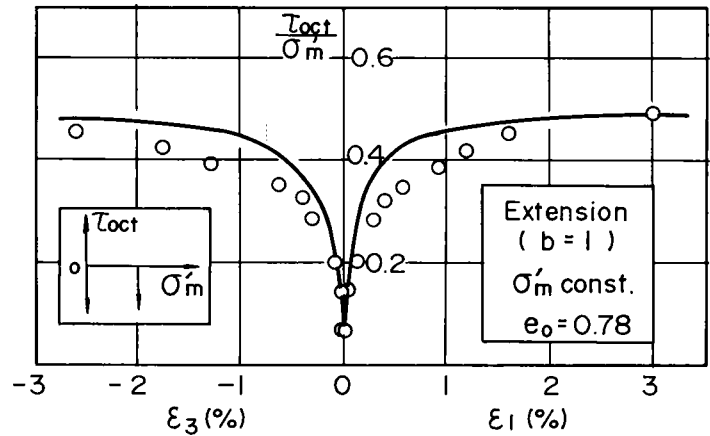


図 2-36 三軸伸張条件下（ σ'_m 一定）における計算値と実験値の比較

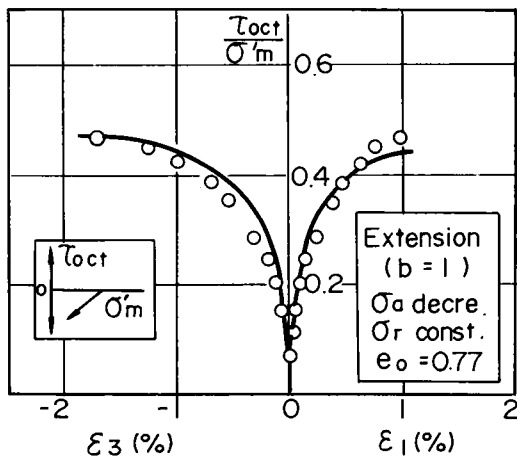


図 2-37 三軸伸張条件下（側圧一定，軸圧減少）における計算値と実験値の比較

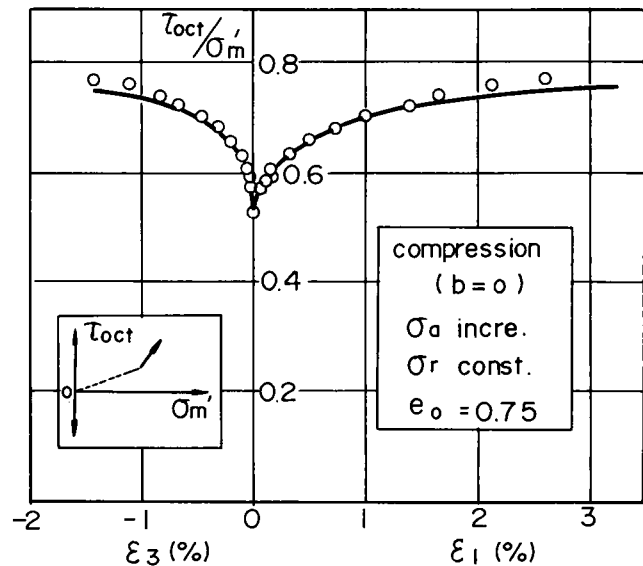


図 2-38 異方圧密後の三軸圧縮条件下（側圧一定，軸圧増加）における計算値と実験値の比較

ここに， ϕ_f および ϕ_m はそれぞれ破壊時および体積最大圧縮時に発揮されている有効内部摩擦角である。

図 2-33～図 2-37 に $\sigma'_{m0} = 2.0 \text{ kg f/cm}^2$ まで等方圧密した後，圧縮および伸張側へせん断した場合，一方図 2-38 に $\tau_{oct}/\sigma'_m = 0.56$ で異方圧密後， $\sigma'_{m0} = 2.65$ から圧縮せん断した場合の実験値と提案した構成式による計算値との比較を示す。なお，用いた定数は $\phi_f = 40.8^\circ$ ， $\phi'_m = 32.9^\circ$ ， $G' = 250$ ， $\lambda = 0.0062$ ， $\kappa = 0.0013$ である。図中，実線は計算値を，一方 (○) 印は実験値を表わしている。図から明らかなように提案した構成式は応

力履歴を受けた砂の変形挙動を比較的良い精度で説明できることが示されている。

第5節 ま と め

三軸試験装置による各種試験結果から、砂の降伏条件、塑性ポテンシャルおよび硬化関数について考察し、その弾－塑性構成式を誘導した。得られた結論を要約すると以下の通りである。

- (1) 粒子破碎を伴わない低等方圧力下において、局所的なせん断による塑性体積ひずみを考慮していく場合、圧密による降伏とせん断による降伏を区別して考える必要がある。また、せん断による降伏はすでに論じられているようにせん断応力が増加すれば有効平均主応力も増加するといった性質のものであり、基本的には有効応力比一定線でその降伏条件を考えていくことができる。
- (2) せん断および圧密に対する硬化パラメータはそれぞれ塑性せん断ひずみおよび塑性体積ひずみの関数として表わされる。具体的な硬化関数としてせん断に対しては有効応力比と塑性せん断ひずみ関係を双曲線表示で、一方圧密に対しては $e \sim \log e \sigma'_m$ 曲線を直線近似して与えた。
- (3) 有効平均主応力の増加による塑性体積ひずみ成分は生じても、塑性せん断ひずみおよびダイレイタンスーによる塑性体積ひずみ増分は生じない。したがって圧密に関する降伏条件式は塑性ポテンシャルとして考えることができる。一方、せん断に対する降伏条件式を満足する場合、有効応力比と塑性ひずみ増分比との間には明瞭な直線関係が得られ、しかもそれは応力径路に依存しないことが示された。この関係に着目し、せん断に対する塑性ポテンシャルが誘導された。
- (4) 異方圧密後、圧縮側でせん断を行った時も(3)で述べた有効応力比と塑性ひずみ増分比の関係は成立する。一方、伸張側へせん断された場合は今まで受けていた有効応力比に至る以前に顕著な塑性変形が見られ、ひずみ履歴の影響を強く受けることが示された。また、等方圧密後、圧縮・伸張の繰返し試験でも同様の結果が得られた。この結果は、砂の降伏条件式に関する考察を異方硬化の観点から進めていかねばならないことを示すものであるが、主応力の方向が変化する点を原点として考え、有効応力比と塑性ひずみ増分比の関係を整理すると、近似的に(3)で述べた関係式で表示することが示された。この結果は、砂の降伏条件式にひずみ履歴の効果を導入することでこのような塑性変形挙動を表示しうることを示している。

- (5) (1)(2)および(3)の結果から弾－塑性理論に基づく構成式を誘導した。この構成式を用いた計算結果と実験結果との比較を行い、その妥当性を検証した。なお、ここに提案した構成式は一般応力条件下で記述されており、実際問題への適用性は高いものと考ええる。ただし、理論構成はすべて軸対称応力条件下に限られたものであり、その妥当性に関しては実測結果との比較から論じる必要があろう。

第3章 砂の液状化と構成式の拡張^{49)~52)}

第1節 概 説

砂がせん断応力の作用を受けると、間隙比の大小に応じて体積が収縮したり膨脹したりする。さらに、せん断応力の繰返し载荷によっては、密な砂でも体積が収縮する傾向にある。したがって水で飽和した砂の場合、地震時のように体積変化が許されない载荷条件下でせん断応力が繰返し負荷されると、正の間隙水圧が発生し、せん断抵抗力が著るしく損われることになる。

この様な繰返し荷重を受けた時に生じる間隙水圧の累積傾向は、液状化現象の主たる要因であり、Seed⁵³⁾をはじめとする液状化研究の大半はこの観点から進められたものである。さらに最近は、数値解析手法の発展により、ランダム荷重下における砂の応力-ひずみ特性をモデル化し、液状化現象を説明しようとする研究^{54)~57)}がみられるようになった。この様に繰返し応力条件下での砂地盤の動的挙動を予測する場合、载荷・除荷および再载荷という任意せん断応力下での応力・ひずみ挙動が把握されねばならない。これらの挙動を説明しようとする場合、弾-塑性理論の概念を導入すると便利なが多いが、この観点に基づく研究の一部については、既に第1章第2節で紹介した。これらの研究は、塑性変形の進展に伴ない降伏曲面が等方的に拡大するという、いわゆる等方硬化理論に基づくものであるが、例えば圧縮から伸張という主応力の方向が反転する応力条件下での塑性挙動を十分に表現することはできない。この点に着目し、竜岡・石原⁵⁸⁾および石原・竜岡・安田⁵⁹⁾は、三軸試験装置を用いて緩速繰返し試験を実施し、有効平均主応力と軸差応力を座標軸とする応力平面上で圧縮・伸張という両振り状態での降伏特性について考察した。すなわち、一方向に対する応力条件下では、有効応力比（軸差応力／有効平均主応力）一定線を降伏条件として有効応力比の増大に伴ない降伏曲線が増大するが、他方の応力状態での降伏特性はその影響を受けず、独立的な降伏条件が成立するというモデルを提案している。さらに、石原・岡田⁶⁰⁾は過圧密状態にある砂の液状化予測モデルとして、有効応力比一定線で示される独立的降伏条件と先行圧密圧力により規定されるキャップ型の降伏条件式を組み合わせた弾-塑性モデルを提案している。

一方、Finn⁵⁴⁾は弾-塑性論的見地とは異なった角度から、繰返し载荷時の応力-ひずみ関係を提案している。彼らは、水平地盤にせん断波が伝播する応力状態を想定して単純せん断試験機を用いた実験からせん断応力とせん断ひずみおよび体積ひずみを関連づける実験式を示し、

この関係式を用いて一次元液状化解析を行っている。

上記した材料モデルは、一応繰返し載荷時の応力－ひずみ特性を説明しうるものになっているが、今後は以下の諸点を含んだモデルの確立が必要なものとする。

- ① 幅広い圧密履歴下、特に洪積砂層地盤のように強く過圧密された状態にある飽和砂の変形挙動を表示しうる統一的なモデルの確立。
- ② 繰返し載荷時において、有効拘束圧が0に等しくなっても外力に抗しうるせん断抵抗力が存在する。この初期液状化から完全液状化へ至る過程の定式化。

本章では、第1章で述べられた等方便化理論に基づく砂の構成式を拡張し、非排水条件下での正規及び過圧密砂の変形挙動、特に繰返し載荷による間隙水圧の累積現象に着目して誘導した構成式について論じる。

実験装置、試料及び実験内容について第2節で述べた後、第3節では単調載荷及び振動載荷試験結果に基づき正規及び過圧密砂の変形挙動について考察を行う。まず、3-1ではひずみ制御方式による非排水単調載荷試験から、正規及び過圧密砂のダイレイタンシー特性、特にその発生限界について論じる。3-2は、非排水振動載荷時において、繰返し回数に関わらずひずみ及び間隙水圧の累積が停止する応力状態、すなわち平衡状態に関する実験結果について述べたものであり、3-3ではこの平衡状態の定式化を行っている。また、平衡状態とダイレイタンシーの発生限界との関連性についても論じる。3-4は平衡状態に到達することなく、繰返し載荷により大きなひずみの発生がみられる初期液状化後の変形挙動を圧密履歴との関係から考察したものである。

第4節では、平衡状態を基準とした降伏法則の提示とそれに基づく構成式について述べ、不規則振動荷重載荷を含む各種載荷条件下での正規及び過圧密砂の変形挙動に関する実験結果との比較から、提案する構成式の妥当性を検証する。

第2節 実験装置、試料および実験内容

2-1 実験装置

用いた実験装置は三軸試験装置と振動三軸試験装置である。図3-1、3-2及び写真3-1、3-2に装置の概要を、一方図3-3には三軸セルの概要を示す。三軸試験装置は第2章第2節で述べたものとほぼ同様であるが、比較的大きなひずみ速度下での実験における応力およびひずみ量の測定精度向上を目的として各計測器を電気式のものとし、またこれによりマイ

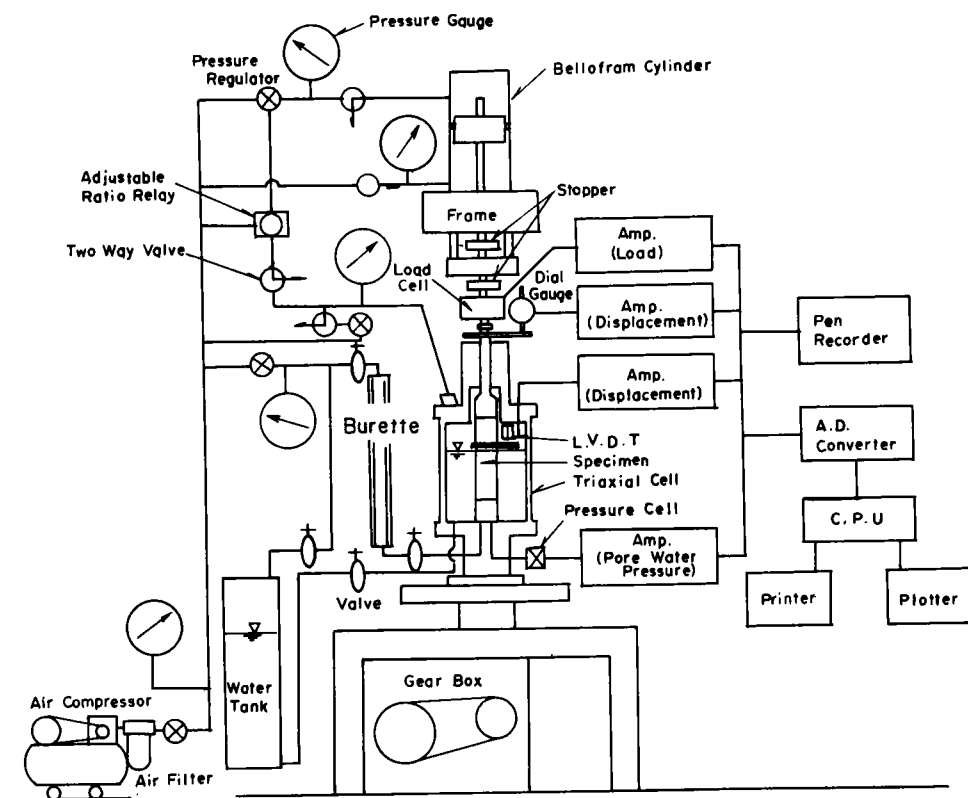


図 3 - 1 三軸試験装置の概要

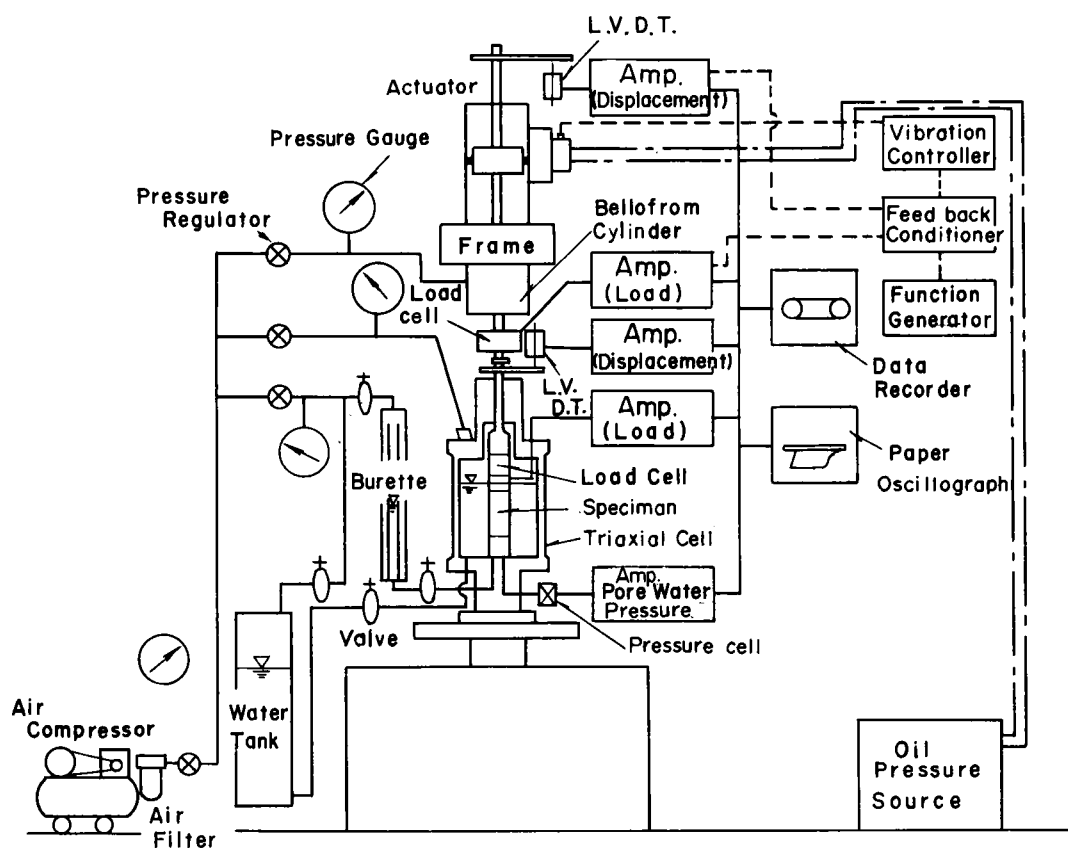


図 3 - 2 振動三軸試験装置の概要

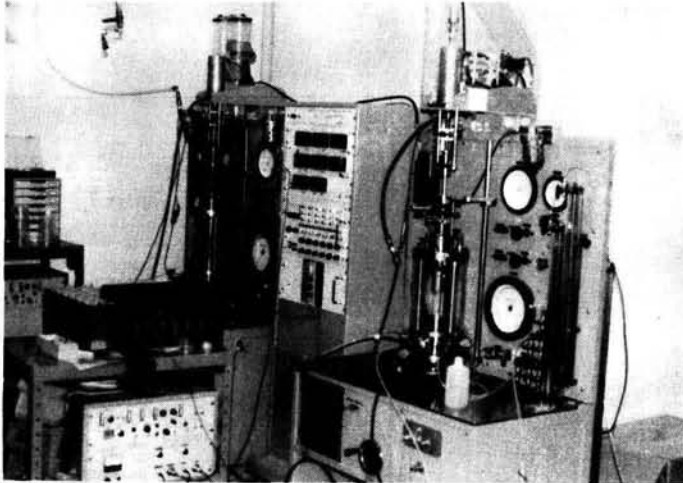


写真 3 - 1 三軸試験装置

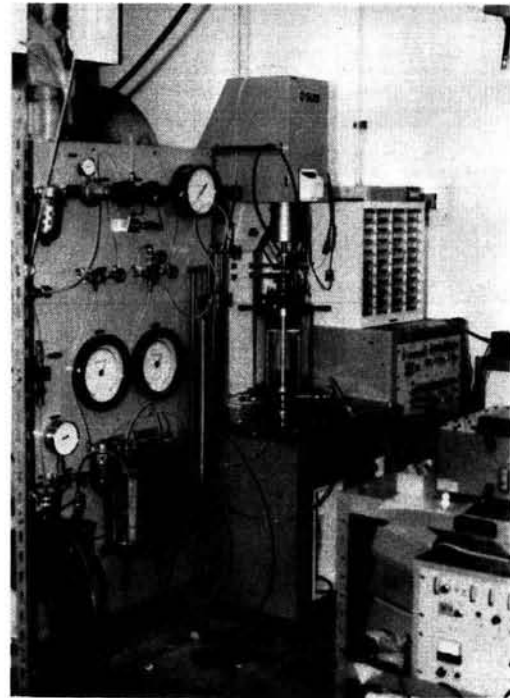


写真 3 - 2 振動三軸試験装置

クロンピュータによる自動データ処理を容易にすることが計られている。以下にその概要について述べる。

2 - 1 - 1 三軸試験装置

(a) 三軸セル

三軸セルは軸方向荷重を供試体に伝達させるピストン部（ステンレス製），耐圧セル（最大 10 kg f/cm^2 ；アクリル製），試料キャップ（ジュラルミン製； $\phi 50 \text{ mm}$ ），ベDESTAL（ステンレス製； $\phi 50 \text{ mm}$ ）を主体として構成される。ピストンの下部にはベローフラムを取り付けて摩擦の影響を軽減させている。キャップはピストン部とボルトにより固定することができ，側圧と軸圧を独立に制御できるタイプのものとした。また中心部に直径 10 mm のボーラスストーンを設けたものと設けないものの 2 種類を準備した。前者は主に砂質土系を，一方，後者は粘性土系を対象とした試験に用いている。ベDESTAL も同様に 2 種類準備し，粘性土系の試験にはベDESTAL 側面にドーナツ状のボーラスストーンを取り付けた側方排水型（ペーバードレーンを使用）のものを（図 3 - 3 参照），一方砂質土系に対しては中心部にのみ排水及び間引き水圧測定用のボーラスストーン（ $\phi 10 \text{ mm}$ ）を設けたものを採用している。試験時にはボーラスストーン部を除く上下端面にシリコングリースを塗布したテフロンシートを置き，端面と供

試体間の摩擦を軽減するように努めている。

(b) 軸方向荷重負荷系統

応力制御及びひずみ制御の両方式を採用した。応力制御は複動型ベロフラムシリンダーを用いた空気圧制御方式とし、高精度のレギュレータにより所定の荷重を載荷する。なお、ロードセルを含むベローフラムピストン部の荷重が供試体に伝達されないように平衡調圧系統も設けられている。ひずみ制御は電動モータによる駆動装置により行う。設定しうる変位速度の範囲は $0.00044 \text{ mm/min} \sim 5 \text{ mm/min}$ であり、ギヤーの組合せにより 3 2 段階の切換えが可能である。

なお、ベローフラムシリンダー

のピストン部にストッパーを設けたことにより、応力制御からひずみ制御（圧縮・伸張両応力条件での試験が可能）への移向を容易にした。なお、等方圧密試験及び応力比一定試験などのように軸圧と側圧の比を一定に保つ試験を行う場合、それぞれのレギュレータを独立に取り扱わねばならないが、これを簡便化するために比例調整弁を設け、側圧の負荷のみによって任意の応力比になるよう軸圧を負荷することも可能なようにした。

(c) 圧力負荷系統

側圧及び背圧はコンプレッサーから送り込まれる空気圧をエアフィルターを通して、まず所定の圧力（通常は 8 kg f/cm^2 ）に調圧し、各系統に設けられた高精度のレギュレータにより圧力を設定し負荷する。側圧は三軸セル上部及び下部から負荷されるが、ピストン貫入による側圧の変動を避けるために通常はセル上部に空気溜めを設け上部から空気圧を負荷する方式を採用している。背圧は体積変化測定用のビューレット部もしくはバルーン式背圧槽からベデスタル部を通じて供試体に作用させる。最大側圧及び背圧は共に 10 kg f/cm^2 である。

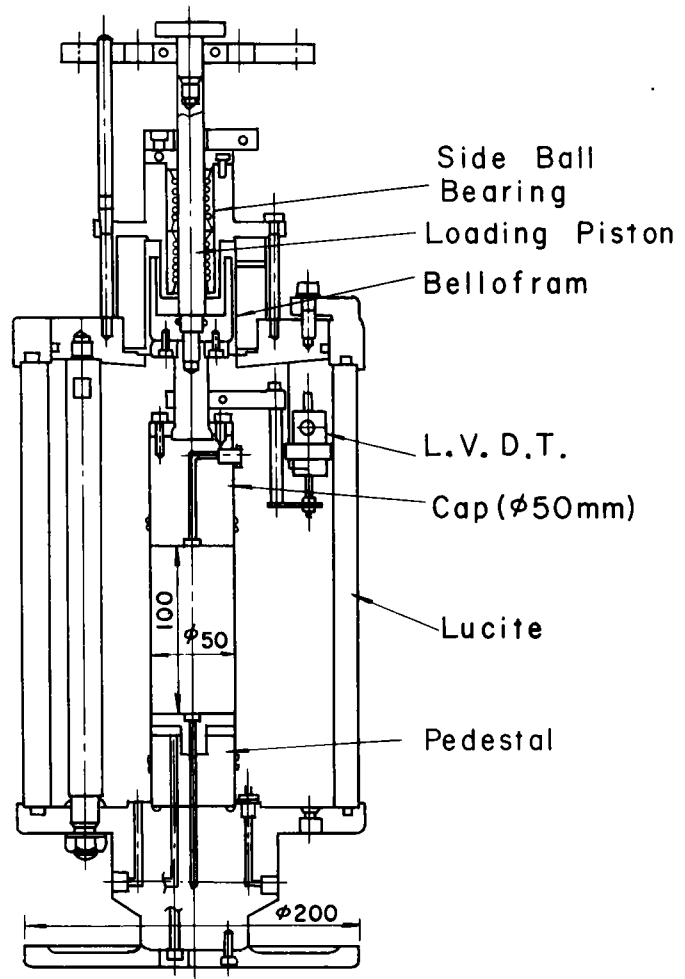


図 3 - 3 三軸セルの概要

(d) 計測系統

三軸試験における計測項目は、荷重、側圧、背圧、変位、間げき水圧から成る。荷重の計測はロードセル（ 200 kgf ， 500 kgf ）を用いており、側圧、背圧の計測はブルトン管（最小目盛； 0.02 kgf/cm^2 ）によっている。軸方向変位はセル内外部で測定することとし、内部には $\pm 2.5\text{ mm}$ の差動トランス型変位計を、外部には $\pm 30\text{ mm}$ のダイヤルゲージをそれぞれ設けている。体積変化は 25 ml ，及び 10 ml の2重管式ビューレットにより供試体上下部から排水される水量変化により測定する。このビューレットは上下に 8 cm の移動が可能となっている。これは試験前において水面が供試体高さの $1/2$ になるように調整したり、砂供試体作成時において供試体下部から任意大きさのサクションを負荷し供試体の自立を容易に行えるようにしたものである。

間げき水圧は供試体下部（セル外部）で半導体型の水圧計（容量 5 kgf/cm^2 ， 10 kgf/cm^2 ）により測定している。半導体型間げき水圧計は高感度であり精度の高い測定が可能であるが、温度変化によるドリフトが懸念されたため、あらかじめ受圧面部にシリコンを真空封入した治具を取り付けてドリフトを押えるように努めている。

試験時における測定結果は、多チャンネル型ペン書きレコーダーで記録されるが、この他に各アンプから直接、データをマイクロコンピュータで伝送し、A/D変換を行って計算を実施し、短時間の内に記録の整理及び図化が行えるようになっている。

2-1-2 振動三軸試験装置

三軸セル、圧力（側圧、背圧）負荷、体積変化測定及び間げき水圧測定系統は2-1-1で述べたのと同様である。

本装置の軸方向振動荷重の負荷は油圧によるものであり、サーボ弁を用いたフィードバックシステム機構を採用している。基本となる負荷方式は軸荷重及び軸変位振幅を一定に保つ荷重ならびに変位制御方式であるが、他に定速度入力器及びデータレコーダから入力信号を伝送することにより荷重・変位速度一定試験及びランダム試験を実施することも可能である。

なお、本装置の特徴は圧密やクリープ試験後に振動試験を行うような場合を想定して、長期間載荷時には軸方向荷重をベロフラムシリンダーにより与える空気圧制御方式とした点である。これは、長期間油圧源を駆動させることにより生じるサーボ機構の損傷を柔らげるために採用したものである。振動試験時には、油圧によるフィードバック方式への変更を行うが、フィードバックコンディショナーの使用により載荷荷重・変位の変化を生じさせることなくスムーズに切り換えることが可能である。

2-2 実験試料

本章で述べる実験に用いた試料は本編第2章第2節で述べたものと同様である。

2-3 実験内容

供試体の作成（直径；5 cm，高さ10 cm）はゴムスリーブ（厚さ；0.25 mm）を装着したモールド内にあらかじめ脱気した砂をスプーンにより三層に分けて充填する方法で行った。充填時には各層ごとに砂表面を鉛筆で軽く叩くか，もしくはモールド側面を木ハンマーで叩くかにより中詰め状態（ $e \div 0.8$ ）及び密詰め状態（ $e \div 0.7$ ）にある供試体を作成した。モールド内にはあらかじめ脱気水がモールド表面近くまで満たされており，圧密時には 2.0 kg f/cm^2 のバックプレッシャーを作用させている。この状態における供試体のB-値（ $\Delta u / \Delta \sigma_3$ ， $\Delta \sigma_3$ ；等方圧力の増分， Δu ；拘束圧負荷時の発生間げき水圧増分）は98%以上である。したがって，供試体は十分な飽和状態にあるものとみてよい。

実験はすべて等方圧密状態から行われた。正規圧密状態での圧密時間は1時間とし，所定の過圧密状態に至るまで除荷する際の膨脹時間は20分とした。

実施した試験項目は以下の様である。

- (1) 圧密非排水三軸圧縮・伸張試験（単調載荷；ひずみ制御方式，緩速繰返し載荷；応力制御方式）
- (2) 圧密非排水振動三軸試験（圧縮⇄伸張の交番載荷；応力制御方式）

第3節 実験結果とその考察

3-1 ダイレイタンスー限界

先行圧密圧力を 3.0 kg f/cm^2 として，各過圧密状態から三軸圧縮及び伸張非排水試験を実施した。実験はすべてひずみ制御方式で行った。採用したひずみ速度は $0.125 \%/\text{min}$ である。図3-4及び図3-5には，中詰め及び密詰め状態にある飽和砂の有効応力径路を，一方，図3-6(a)(b)及び図3-7(a)(b)には有効応力比 η （ $= (\sigma_a - \sigma_r) / \sigma'_m$ ）とせん断ひずみ r （ $= \epsilon_a - v/3$ ，本編第2章で採用した r_{oct} とは $r_{oct} = \sqrt{2} \cdot r$ の関係にある）の関係を示した。図3-4及び図3-5には，有効応力径路が初期の接線勾配から遊離する状況を示しておいたが，すでに竜岡⁶¹⁾及び石原・岡田⁶⁰⁾により指摘されているように，過圧密された砂はある応力状態に至るまで弾性的挙動，すなわち，ダイレイタンスーによる体積変化がほぼ0の変形挙動を示

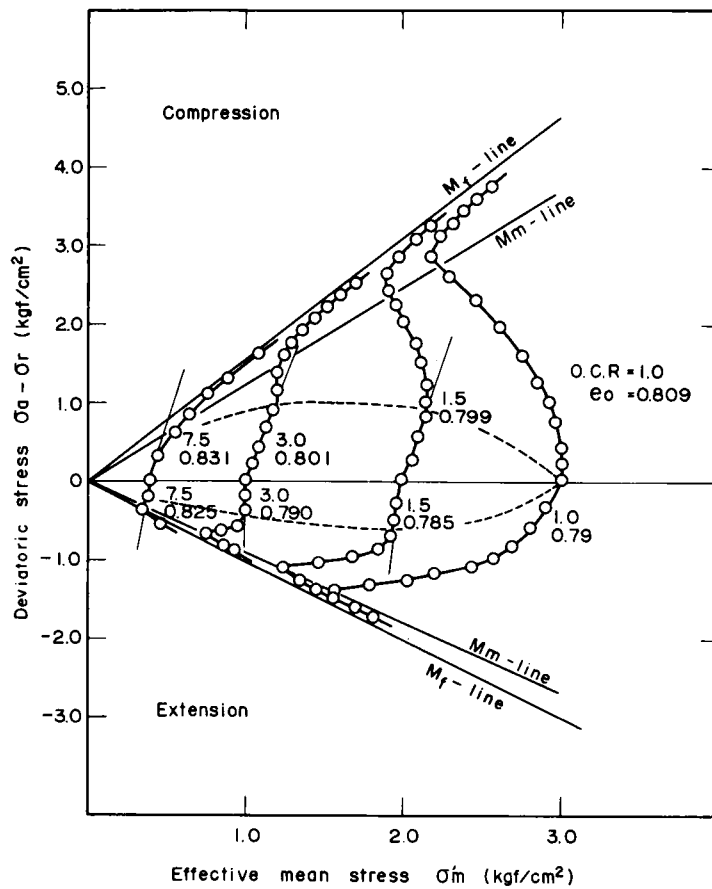


図 3 - 4 有効応力径路 (中詰め砂)

すことが伺える。この傾向は、有効応力比とせん断ひずみの関係にも明瞭に表われており、過圧密比の大きな砂ほど初期接線勾配は高いこと、またその初期接線勾配から遊離し、より非線型な応力～ひずみ曲線に移行する有効応力比は過圧密な砂ほど大きいことが示されている。

この様にせん断時において有効平均主応力が一定及びせん断ひずみと有効応力比の比が一定で進行し(ここでは、このような変形を弾性変形と定義する)、その後、塑性的な変形挙動を呈示するに至る応力限界を“ダイレイタンスー限界”と呼ぶことにする。これを図 3 - 4 及び図 3 - 5 に点線で示しておいた。有効応力の観点から、このダイレイタンスー限界の特徴を上げると以下の様になる。

- ① 間げき比の大小によらず、正規圧密砂はせん断初期からダイレイタンスーによる体積ひずみが発生しているものとみてよい。
- ② 密な砂ほど同一の拘束圧及び同一の過圧密比であっても顕著な塑性変形が生じる軸差応力値は大きい。

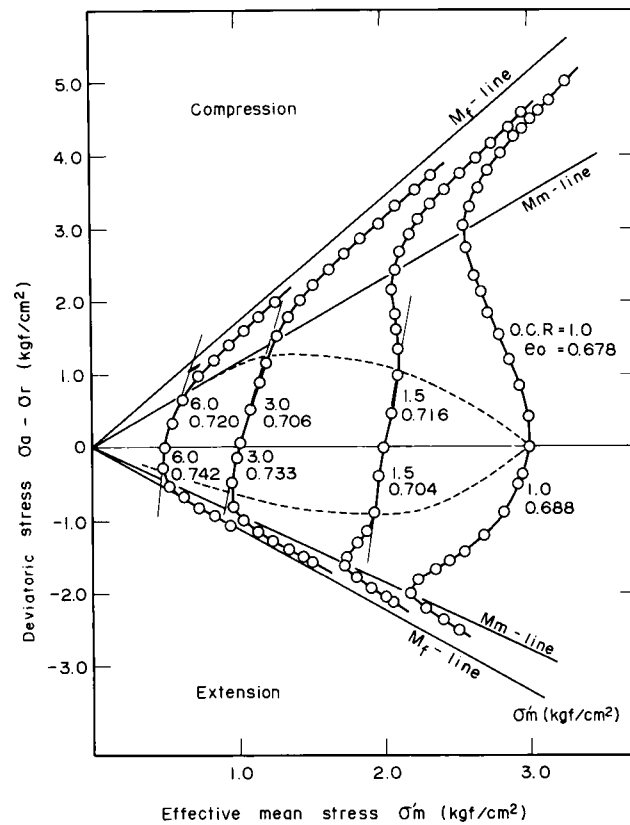


図 3 - 5 有効応力経路（密詰め砂）

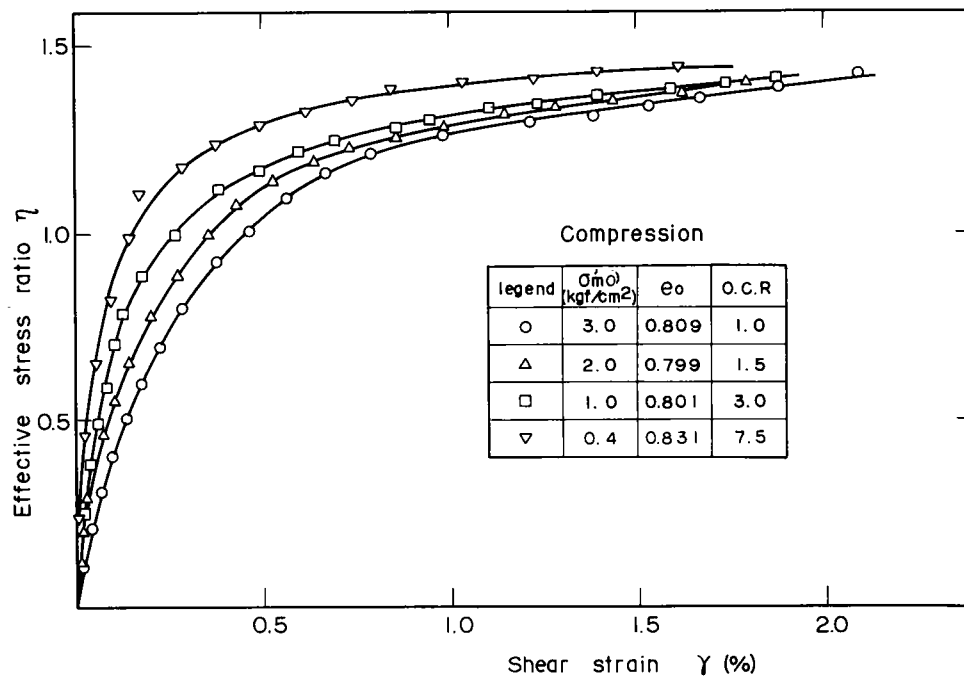


図 3 - 6(a) 有効応力比～せん断ひずみ曲線
(中詰め砂：圧縮側)

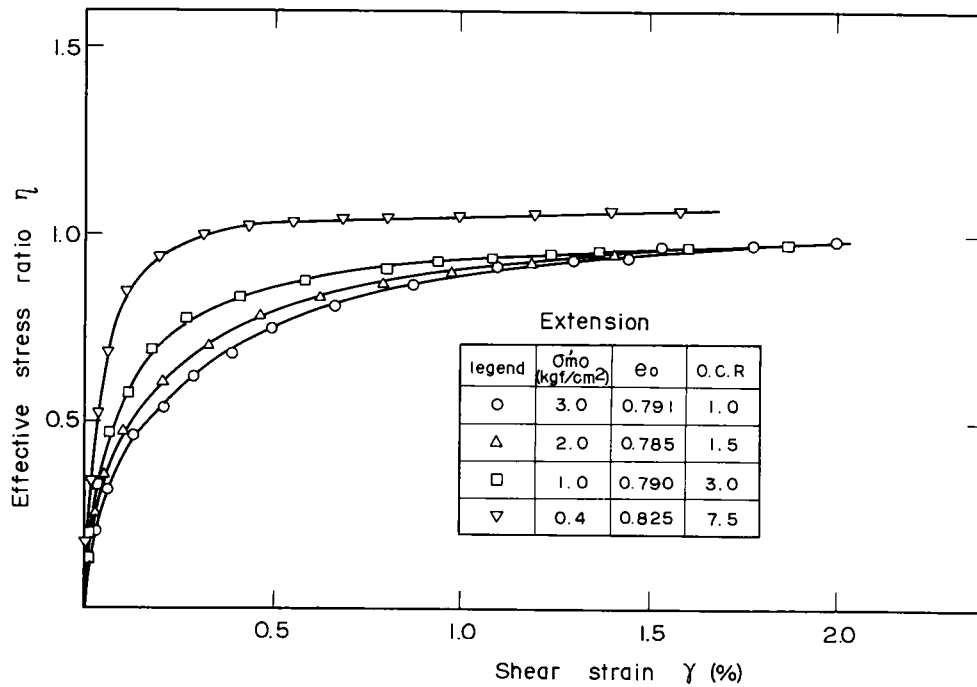


図 3 - 6 (b) 有効応力比～せん断ひずみ曲線
(中詰め砂：伸張側)

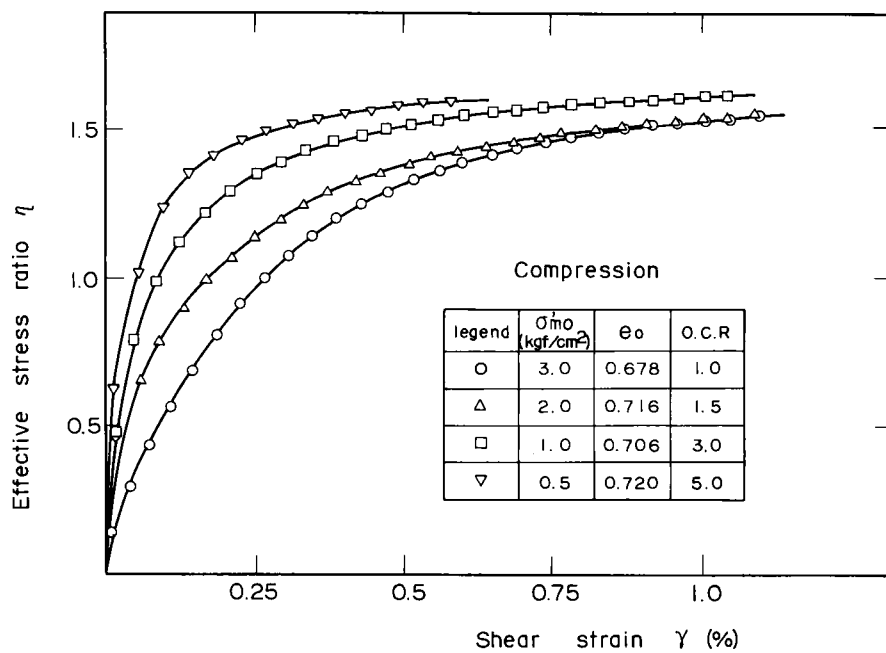


図 3 - 7 (a) 有効応力比～せん断ひずみ曲線
(密詰め砂：圧縮側)

- ③ O・C・R = 3.0 程度までの過圧密砂においては、O・C・R が大きい程、ダイレイタンシー限界は高い。
- ④ 密な砂の場合、O・C・R が 3.0 以上になると図に示した M_m 線 (M_m ; ダイレイタンシーが正から負に反転する有効応力比) で近似的にダイレイタンシー限界を表示することがで

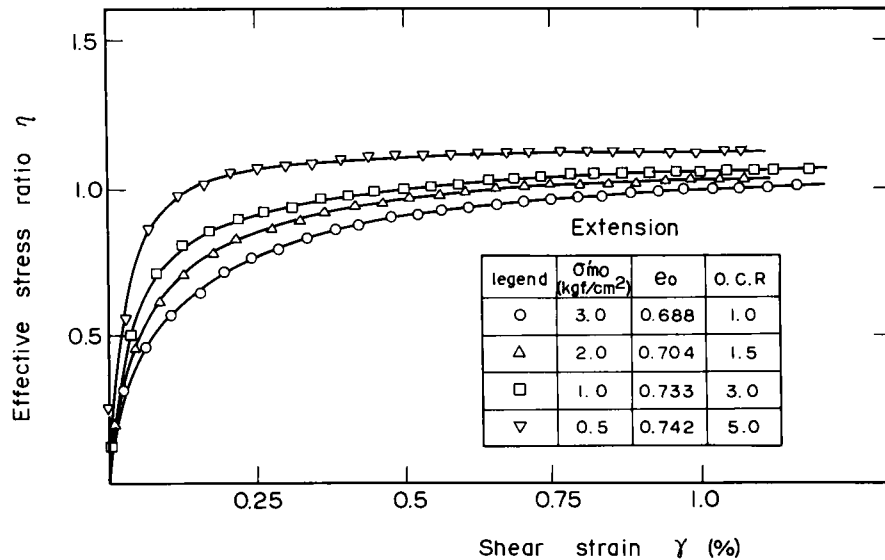


図 3 - 7 (b) 有効応力比～せん断ひずみ曲線
(密詰め砂：伸張側)

きる。一方，中詰め砂の場合は， M_m で表わす有効応力比より幾分低い有効応力比から塑性的挙動が卓越するようである。

- ⑤ 圧縮側と伸張側を比較すると有効応力径路は対称性を示さず，かつ同一の軸差応力の下での有効応力の減少量は伸張側の方が大きい。また，ダイレイタンシー限界も伸張側の方が低くなっている。

3-2 振動載荷時における平衡状態

さて，ある圧密圧力の下で軸差応力を繰返し加えると，繰返し回数の増大に伴ない間隙水圧は累積し，有効応力は減少する。この過程は，初期の圧密状態からより過圧密な状態へ飽和砂の応力-ひずみ挙動が移行することと類似であるものと思われる。上記した正規及び過圧密砂に対する非排水試験結果から，過圧密状態に応じたダイレイタンシー限界が存在することが示された。したがって，ある応力振幅の下で振動載荷を行い，この限界へ到達する応力状態に至れば間隙水圧及びひずみの累積は停止するはずである。このことを確認するために次の実験を行った。まず所定の等方圧力で圧密させた後，ある一定応力振幅の下で振動載荷を行い，間隙水圧及び軸ひずみの累積状況を計測する。そして，それらの累積が停止したならばさらに大きな一定応力振幅下で振動載荷を行う。この振動載荷試験を液状化が生じるまで繰返し行う。採用した周波数は 0.5 Hz であり，実験はすべて等方圧密状態から行った。

図 3 - 8 及び図 3 - 9 は，2.0，3.0 及び 4.0 kg f / cm² の有効拘束圧（正規圧密状態）下で，

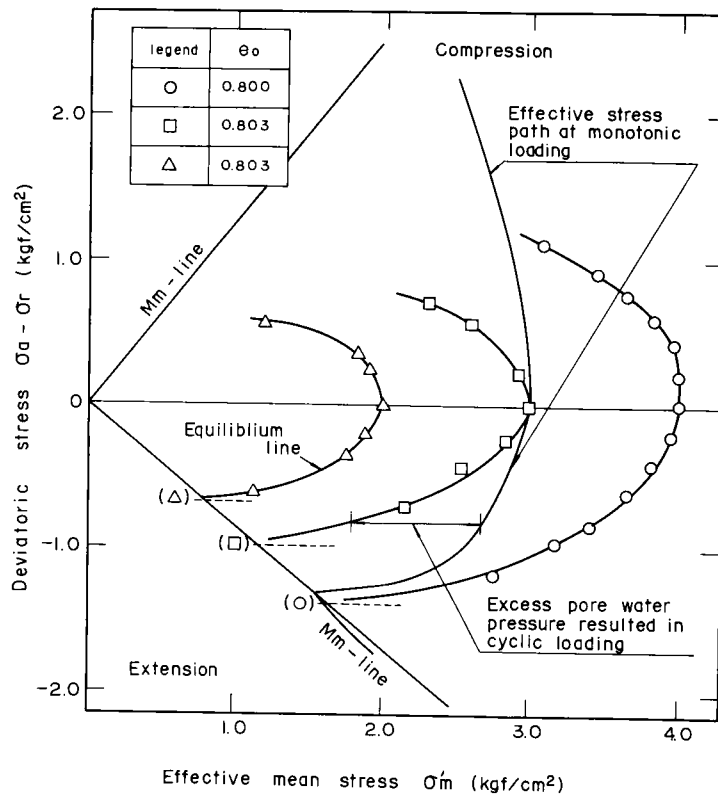


図 3-8 振動載荷時における平衡状態線
(中詰め砂：正規圧密状態)

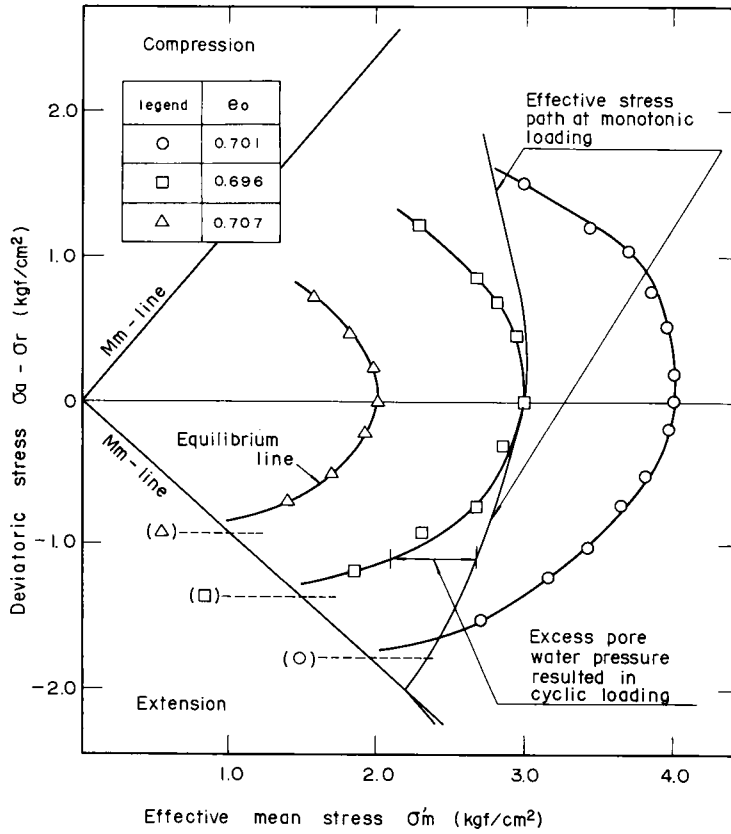


図 3-9 振動載荷時における平衡状態線
(密詰め砂：正規圧密状態)

中詰め及び密詰め状態にある供試体に対して得られた平衡状態に対する試験結果をそれぞれ示したものである。なお、平衡状態に到達する場合の繰返し回数は100～300回程度であるが、原則として500回の繰返しをいずれの応力振幅下でも与えている。図中、伸張側の M_m 線付近において点線で示す応力状態は、この応力振幅下での繰返しにより液状化が生じたことを示している。一方、先行圧密圧力を 3.0 kg f/cm^2 として $O \cdot C \cdot R = 2.0, 3.0$ 及び 5.0 の各過圧密状態から同様の試験を行い得られた結果をプロットしたのが図3-10、及び図3-11である。これらの図から以下の点が指摘できる。

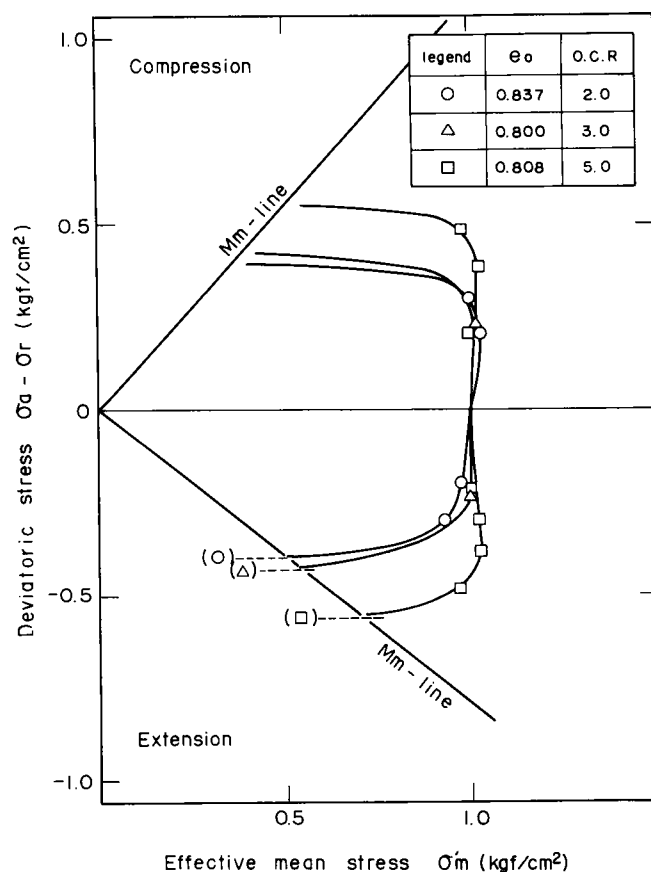


図3-10 振動載荷時における平衡状態線
(中詰め砂：過圧密状態)

- ① 正規圧密砂の場合、初期間隙比がほぼ同一であれば、各拘束圧に対する平衡状態は、ほぼ相似形状を示しているものとみてよい。
- ② 図3-8及び図3-9を比較すると、同一の応力振幅で繰返し載荷を行った場合、密な砂ほど平衡状態での間隙水圧の累積は小さい。
- ③ 過圧密砂においては、繰返し載荷によってもほとんど間隙水圧の累積がみられない応力状態が存在する。しかもこの時に示される有効応力径路は、有効平均主応力軸にほぼ直交しており、したがってこの状態は弾性状態に対応しているものとみなしてよい。
- ④ 同一の拘束圧下においては、 $O \cdot C \cdot R$ が大きい程、液状化に至る際のせん断応力は大きい。

3-3 平衡状態線の定式化

非排水振動載荷時には、体積変化はほとんど0（間隙比一定）とみなしうる。さらに、単調非排水せん断時における種々のO・C・Rを有する過圧密砂の変形挙動、及び振動載荷時の非排水せん断挙動を統一的に議論するために、まず、後者で得られた実験結果を等価圧密圧力（ σ'_{me} ）で正規化した値をプロットしたのが図3-12及び図3-13である。ここに、 σ'_{me} は等方圧密・膨脹試験より得られる $e \sim \ln \sigma'_m$ の関係を直線と仮定すると次式で与えられる。

$$\sigma'_{me} = \sigma'_{my} \cdot \left(\frac{\sigma'_{mo}}{\sigma'_{my}} \right)^{\kappa/\lambda} \quad (3-1)$$

ここに、 σ'_{my} は先行圧密圧力、 σ'_{mo} はせん断前の有効平均主応力、 λ は正規圧密曲線の勾配、 κ は膨脹曲線の勾配を表わしている。なお上式中の $(\sigma'_{mo}/\sigma'_{my})$ は過圧密比（O・C・R）の逆数を意味している。ただし、図中で用いた σ'_{me} は、等方圧密時において各供試体について得られた間隙比と σ'_m の関係から求めた値を採用している。

- ① 正規圧密砂における平衡状態線は、初期間隙比をほぼ一定とすれば拘束圧によらず一義的に決定できる。
- ② O・C・Rが2.0付近の変形挙動をみると、正規圧密砂で得られた平衡状態線内部ではほぼ弾性的挙動を示しているものとみてよい。さらに大きな応力振幅を与えると、その変形挙動は正規圧密砂のそれと等価なものになることが示されている。
- ③ O・C・Rが3.0以上の場合、その平衡状態は応力比一定線で近似的に表示できる。この時の有効応力比は中詰め砂の場合、 M_m より小さく、一方密詰め砂の場合はほぼ M_m 程度

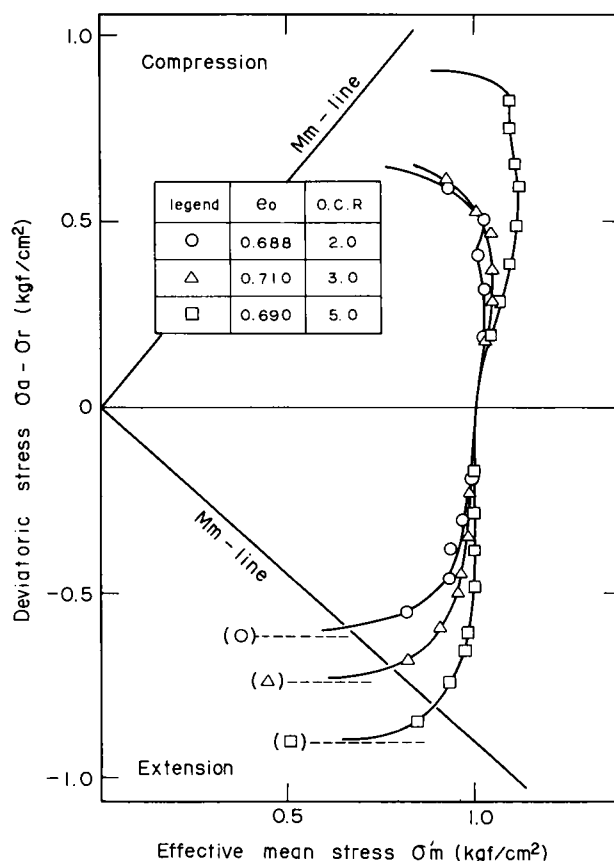


図3-11 振動載荷時における平衡状態線
(密詰め砂：過圧密状態)

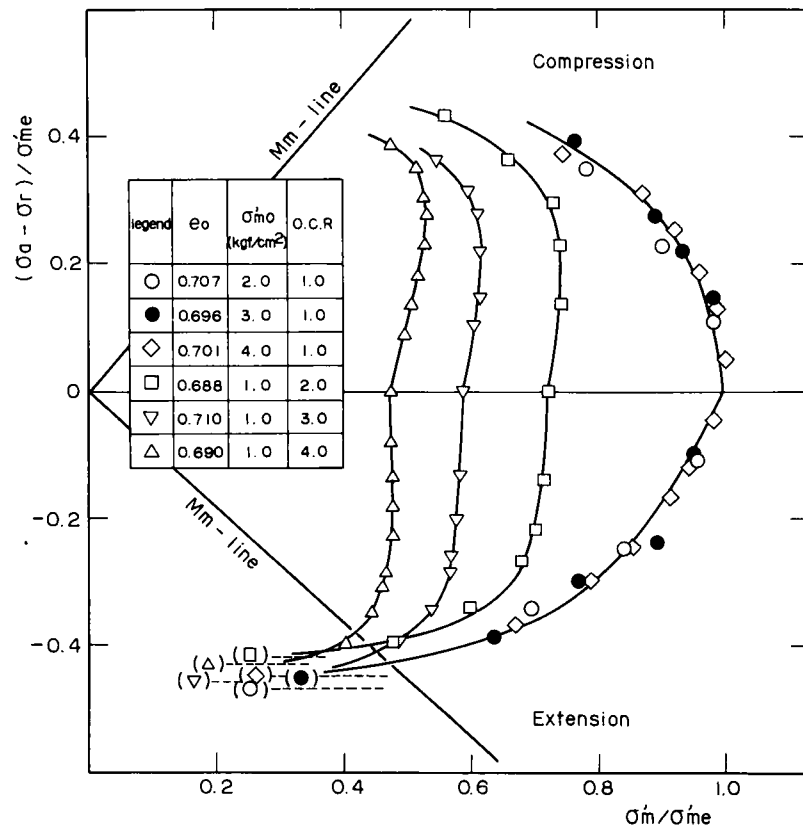


図 3 - 1 2 正規及び過圧密砂の平衡状態線
(密詰め砂)

であり、この値を超過する軸差応力が繰返し加えられると液状化へ至ることが示されている。

さて、上記してきた過圧密履歴を有する土のダイレイタンス挙動を定式化したものに Roscoe¹²⁾らによるものがあげられる。彼らは過圧密状態にある土の変形特性は次式で示す状態曲面までは弾性的であるとした。

$$\eta = \frac{-M}{(1 - \kappa / \lambda)} \cdot \ell_n \left(\frac{P}{P_e} \right) \quad (3-2)$$

ここに、 $P = \sigma'_m$ 、 $P_e = \sigma'_{me}$ であり、 M は限界状態(critical state)における η である。ここで用いた応力記号及び M を M_m とみなして上式を表示すると、

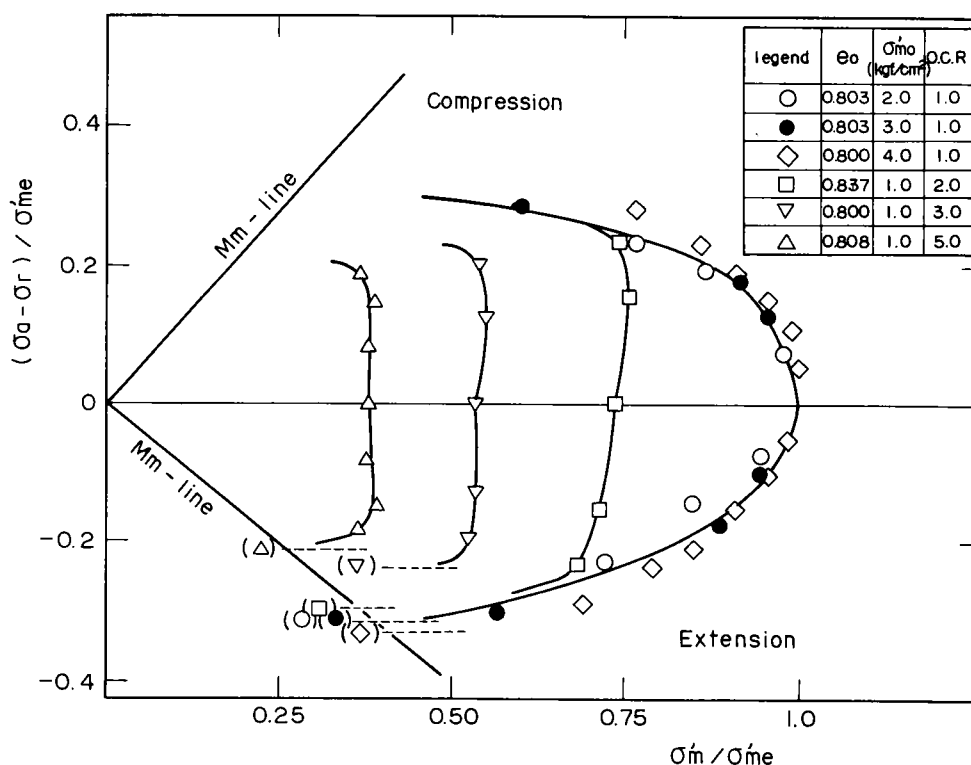


図 3 - 1 3 正規及び過圧密砂の平衡状態線
(中詰め砂)

$$\eta = \frac{-M_m}{(1 - \kappa / \lambda)} \cdot \ell_n \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{me}} \right) \quad (3-3)$$

となる。なお、 M を M_m とみなしたのは M が体積変化を示さない状態での有効応力比であり、第2章第4節で述べた応力・ダイレイタンス式(式(2-19))で M_m を M とおけば Roscoe らによるそれと等価なものになること、したがってそこに到達するまでの間隙水圧挙動は、体積変化最大圧縮点の有効応力比として定義された M_m に到達するまでのそれと類似なものと判断したことによる。式(3-2)は供試体内部で消費されるエネルギーの考察から誘導されたものであるが、その後 Burland¹²⁾はエネルギーの評価に修正を加え状態曲面を次式で表わしている。

$$\sigma'_m = \sigma'_{me} \cdot \left(\frac{M_m^2}{M_m^2 + \eta^2} \right)^{(1 - \kappa / \lambda)} \quad (3-4)$$

式(3-3)及び式(3-4)が図3-12及び図3-13に示した平衡状態線をどの程度表示しうるのかを検証するために準備したのが図3-14及び図3-15である。用いた材料

定数は図中に示した通りである。また、砂の場合、圧縮側と伸張側とではその有効応力径路は対称性を示さず、伸張側でより大きな間隙水圧が発生するのが一般的であるので、ここでは繰返し載荷で得られた平衡状態線は伸張側による間隙水圧の累積により得られたものとみなして、伸張側のみ着目してプロットしてある。図によれば、式(3-3)

は軸差応力の小さな所で比較的良い一致を示しているが、軸差応力が大きくなるにつれて実験で得られた平衡状態を上廻る曲線となっている。一方式(3-4)によると全体に同一の軸差応力における有効平均主応力を過少評価するようである。さらに繰返し回数が無限大時における液状化強度とみなしうる M_m 線と平衡状態線の交点での $(\sigma_a - \sigma_r) / \sigma'_{me}$ の値はいずれの式によっても高めに評価されることが示されている。

以上の点を踏まえて、ここでは次式で平衡状態線を近似化することを試みた。

$$\frac{\sigma_a - \sigma_r}{\sigma'_{me}} = a \cdot M_m \cdot \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{me}} \cdot \sqrt{\frac{\sigma'_{me}}{\sigma'_m} - 1} \quad (3-5)$$

上式は、 $(\sigma_a - \sigma_r) / \sigma'_{me}$ と σ'_m / σ'_{me} の関係を楕円表示したものである。式中の a は、初

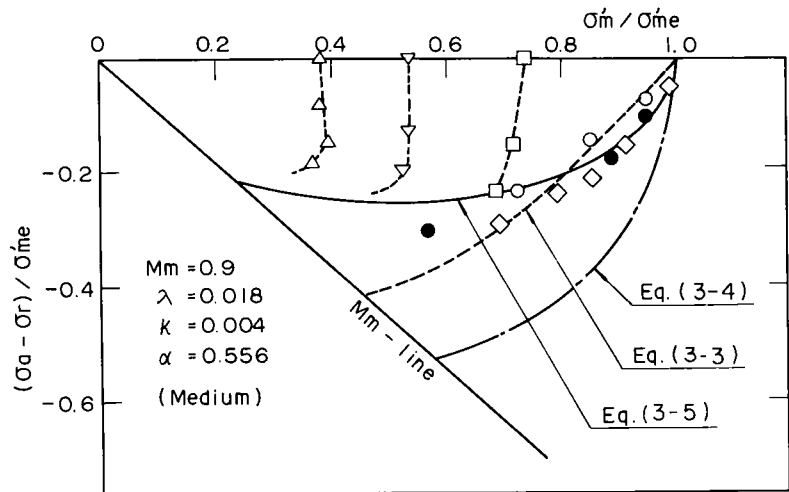


図 3-14 平衡状態線表示式と実験結果との比較
(中詰め砂)

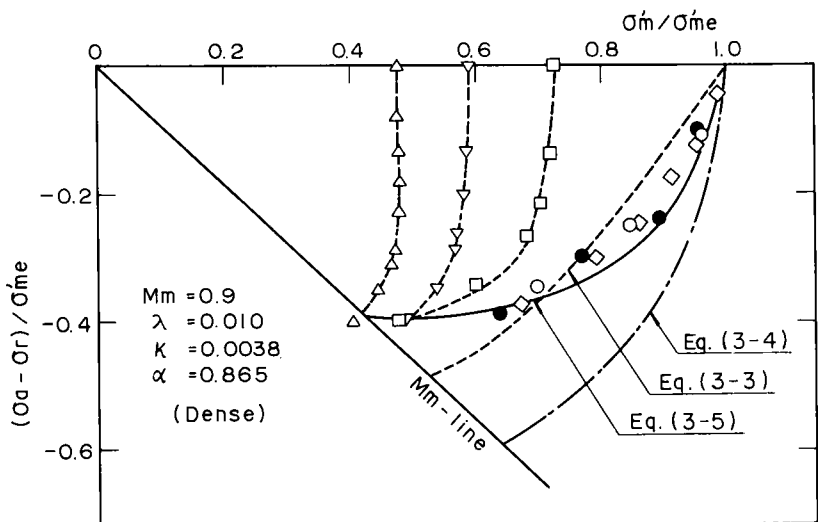


図 3-15 平衡状態線表示式と実験結果との比較
(密詰め砂)

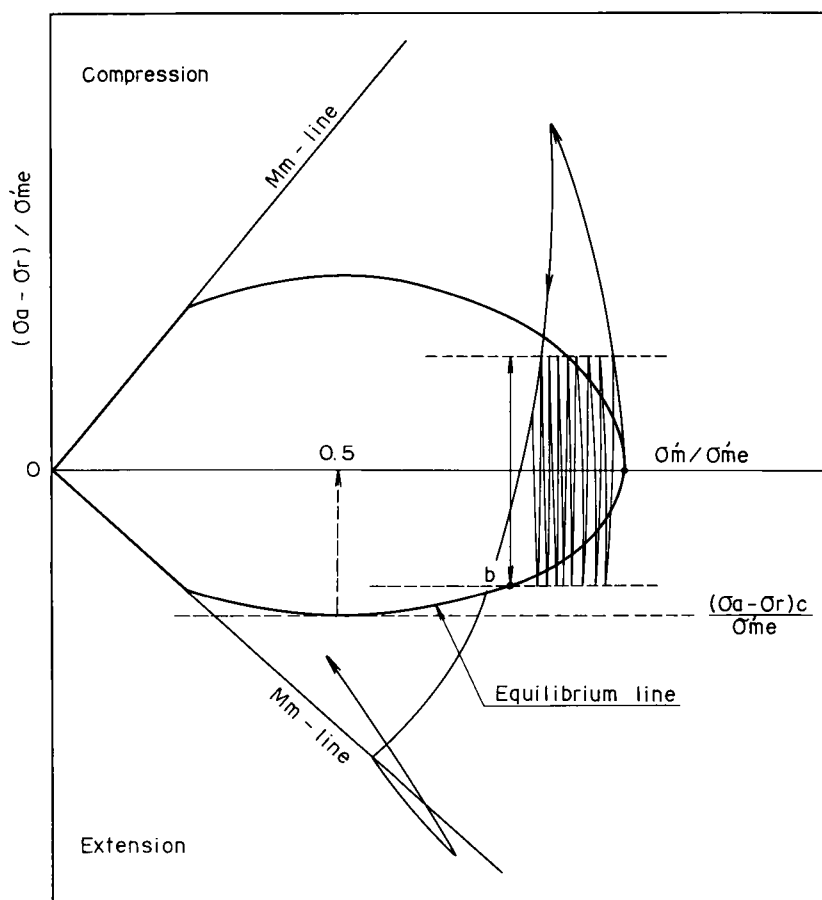


図 3-16 振動載荷時における間げき水圧の累積と平衡状態

期間隙比の大きさに依存する材料定数であり，密な砂ほどその値は大きくなる。この式の意味する所を示すために図 3-16 を準備した。式から明らかなように， $\sigma'_m / \sigma'_{me} = 0.5$ で $(\sigma_a - \sigma_r) / \sigma'_{me}$ は最大値を示すが，その値は次式で与えられる。

$$\frac{(\sigma_a - \sigma_r)_c}{\sigma'_{me}} = \frac{a \cdot M_m}{2} \quad (3-6)$$

したがって，繰返し載荷試験により $(\sigma_a - \sigma_r)_c / \sigma'_{me}$ と M_m が求められれば， a は上式から決定されることになる。

さて， $0.5 \leq \sigma'_{mo} / \sigma'_{me} \leq 1.0$ の場合を考えると式 (3-6) で与えられる軸差応力振幅以下の応力状態で繰返し載荷を受けても液状化は生じないで，図中の b 点で表わされる平衡状態に至りひずみ及び間隙水圧の累積は停止する。一方，それ以上の応力振幅下では繰返し回数の大きさによっては液状化する可能性があることを示している。すなわち，式 (3-6) は液状化強度の下限値を表示していることになる。一般に液状化試験においては $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2 \times$

σ'_{m0} ($\sigma_1 - \sigma_3$; 応力振幅, σ'_{m0} ; 初期有効平均主応力, 正規圧密状態では $\sigma'_{m0} = \sigma'_{me}$) と液状化時の繰返し回数 (N_L) の関係を図 3-17 の様に整理することが行われる。図は, $\sigma'_{m0} = 5.0 \text{ kg f/cm}^2$ の正規圧密状態で行った液状化試験の結果を示したものである。この図によると, 繰返し回数が極めて多くなると液状化強度はある値に収束することが伺われるが, 上記した考えに基づくと式 (3-6) 及び $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2 \times \sigma'_{m0} - N_L$ 関係を用いて近似的に a を算定することも可能である。

ここで, 平衡状態線とダイレイタンシー限界との関連性について述べることにする。式 (3-5) 中の σ'_{me} は式 (3-1) で与えられる。そこで, $(\sigma'_{my} / \sigma'_{m0}) = O \cdot C \cdot R$ と表示して式 (3-5) を変形すると次式を得る。

$$(\sigma_a - \sigma_r) = a \cdot M'_m \cdot \sigma'_m \cdot \sqrt{\frac{\sigma'_{my} (O \cdot C \cdot R)^{-\kappa/\lambda}}{\sigma'_m} - 1} \quad (3-7)$$

上式は, $(\sigma'_m, \sigma_a - \sigma_r)$ 座標上におけるダイレイタンシー限界を表わしたものである。すなわち, 式 (3-5) は $e \sim \ell_n \sigma'_m$ 関係で $e = \text{const.}$ ライン上で規定されたものであり, 一方, 式 (3-7) はある先行圧密圧力 (σ'_{my}) から膨脹させた時の各過圧密状態で定まる弾性限界を表示していることを意味するものである。

最後に, 式 (3-5) と実験結果との比較を図 3-14 と図 3-15 に示しておいた。用いた a の値は中詰め砂では 0.556, 一方密詰め砂では 0.865 である。さらに図 3-18(a)(b) 及び図 3-19(a)(b) には過圧密砂の単調載荷時における有効応力径路を $(\sigma'_m / \sigma'_{me}, (\sigma_a - \sigma_r))$

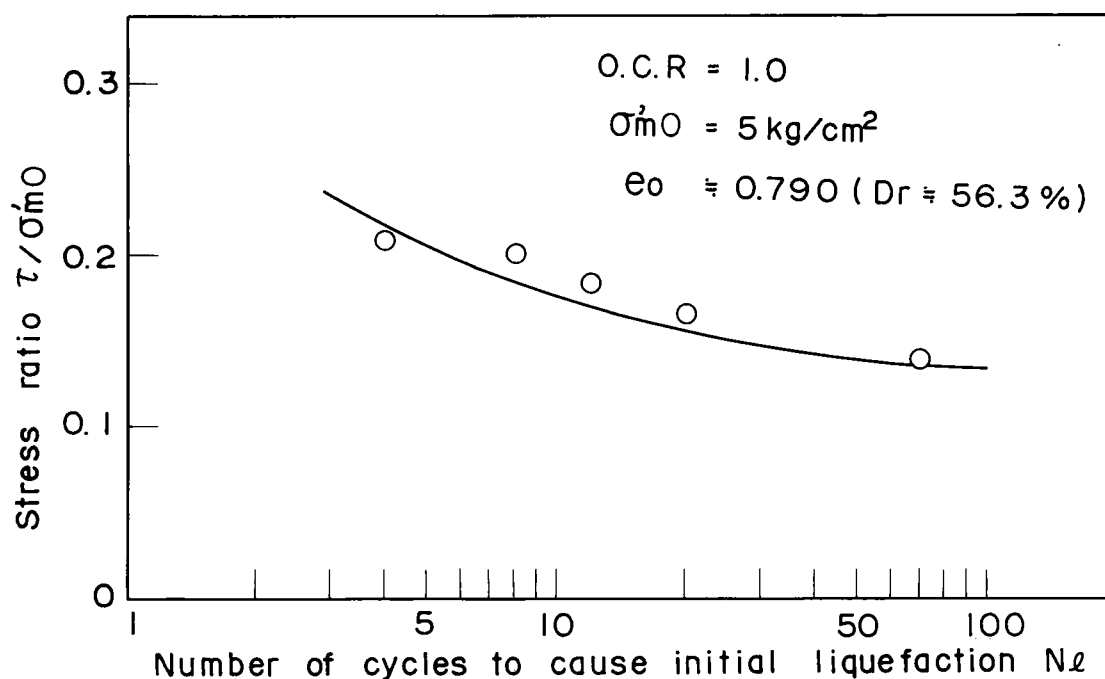


図 3-17 初期液状化時の応力比と繰返し回数の関係

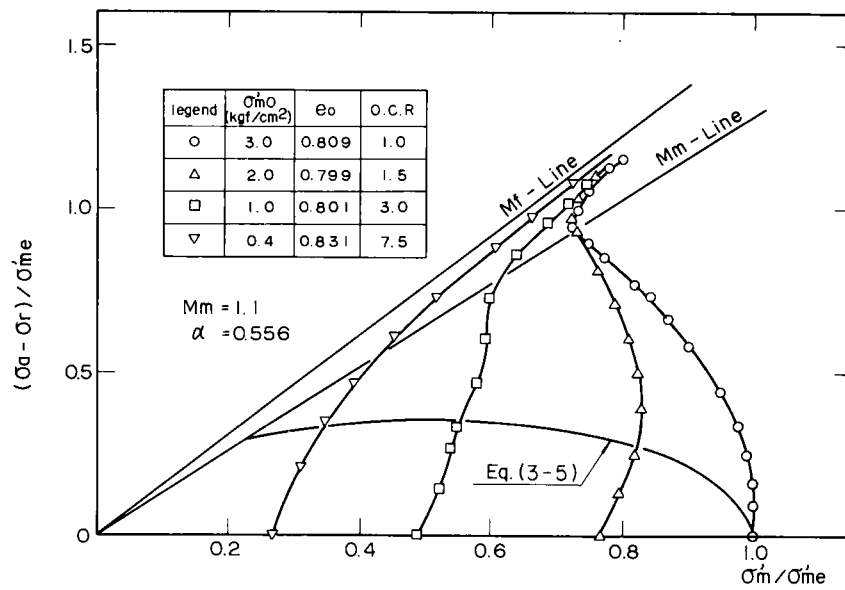


図 3 - 1 8 (a) 正規及び過圧密砂の有効応力径路とダイレイタンシー限界（中詰め砂：圧縮側）

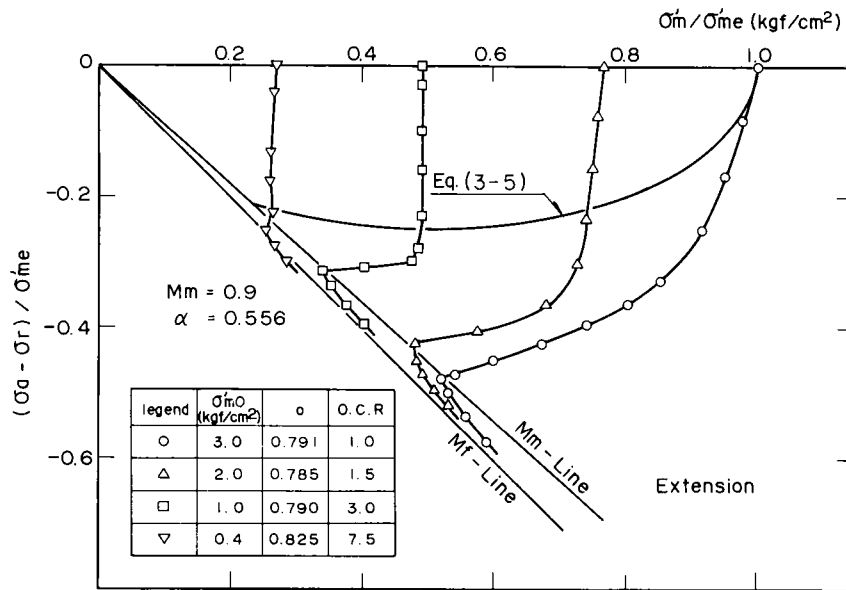


図 3 - 1 8 (b) 正規及び過圧密砂の有効応力径路とダイレイタンシー限界（中詰め砂：伸張側）

／ σ'_{me} ）の関係で示し、式（3-5）で各過圧密状態に対するダイレイタンシー限界を示した。これらの図から明らかなように式（3-5）に含まれる α を適切に設定することにより、充分な近似度で繰返し載荷時の平衡状態線及びそれと等価な過圧密砂のダイレイタンシー限界を表示しうるものとみなすことができる。なお、図 3 - 1 4 及び図 3 - 1 5 に示した通り、

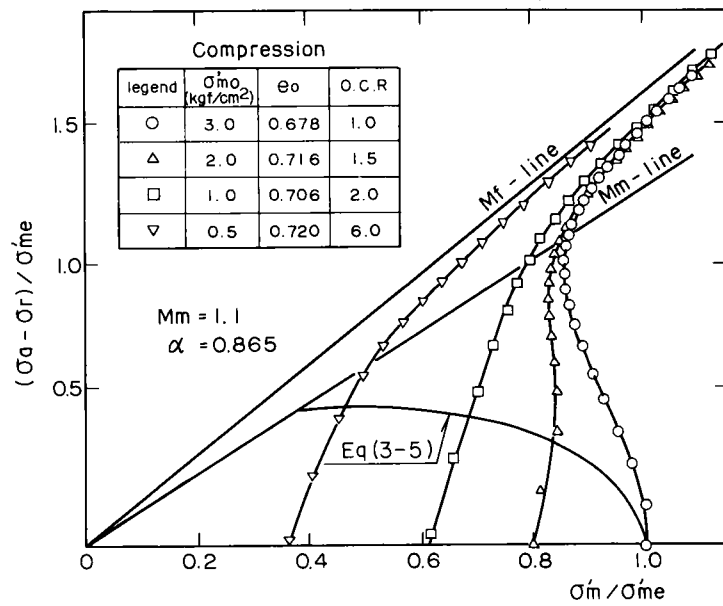


図 3 - 1 9 (a) 正規及び過圧密砂の有効応力径路とダイレイタンシー限界（密詰め砂：圧縮側）

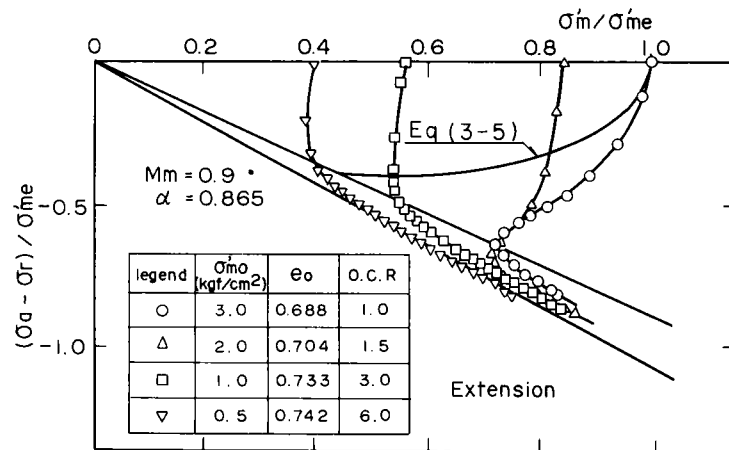


図 3 - 1 9 (b) 正規及び過圧密砂の有効応力径路とダイレイタンシー限界（密詰め砂：伸張側）

$\sigma'_{mo} / \sigma'_{me} < 0.5$ の強く過圧密された領域では、式 (3-5) と $\eta = M_m$ で平衡状態が与えられるものと近似的に仮定できよう。

3-4 初期液状化後の変形特性

以上の議論は、平衡状態に着目して行ったものであるが、限界軸差応力 ($(\sigma_a - \sigma_r)_c$) を超過した応力が繰返し加えられると間隙水圧は累積し終局的には有効平均応力が 0 となる完全液状化に至る。間隙水圧及びひずみの発生は、有効応力比が M_m 線に到達した（ここではこの

状態を初期液状化と呼ぶ)以降著しいことは良く知られているが、この完全液状化に至る応力状態が圧密履歴の違いによりどの程度影響されるかを調べてみた。

図3-20は、正規及び $O \cdot C \cdot R = 2.0, 4.0$ の過圧密状態にある飽和砂に対し得られた有効応力経路を示したものである。実験はいずれもせん断開始前の有効平均応力を 1.0 kgf/cm^2 と同一とし、圧縮及び伸張の2方向繰返しせん断を行ったものである。図によると、第1

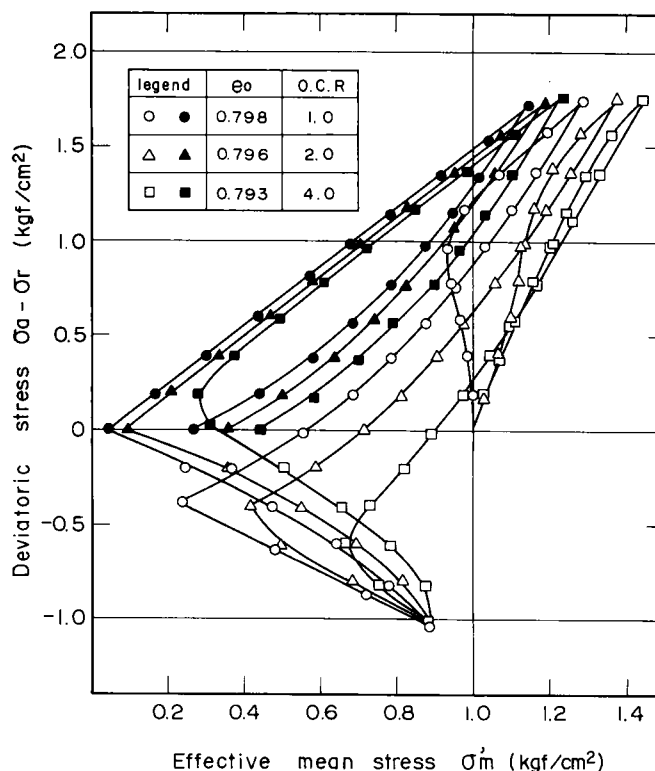


図3-20 正規及び過圧密砂の初期液状化後の有効応力経路

回の除荷を行うまでの有効応力経路は圧密履歴の影響を強く受けてそれぞれ異なった形状を示す。また、 $O \cdot C \cdot R = 4.0$ の供試体の場合、除荷後の第1回目の繰返し載荷時にも圧密履歴の影響がみられるが、 $O \cdot C \cdot R = 2.0$ の場合は正規圧密砂の有効応力経路とほぼ平行した経路を示していることがわかる。この傾向は、2回目の繰返し時に顕著にみられ、過圧密比が大きい場合でも圧密履歴の違いはほぼ完全に消滅し、正規圧密砂とほぼ同様の挙動を示すものとみてよい。

第4節 平衡状態に基づく弾－塑性構成式

4-1 降伏条件式と硬化法則

正規圧密砂に対して、応力が単調に増加もしくは一方向繰返し載荷条件下での応力～ひずみ挙動は本編第2章で提案した弾－塑性モデルでほぼ表示しうることを示した。しかし、この等方硬化モデルでは、① 過圧密状態下にある砂の変形挙動、② 2方向(圧縮⇄伸張)繰返し

応力条件下にある変形挙動，等を十分に評価することはできない。さらに，初期液状化後の不安定な変形特性のモデル化も重要な課題として残されている。

以下では，本章第3節で述べた実験事実に基づき，非排水せん断時におけるこれらの応力～ひずみ挙動を含めて任意応力条件下における変形特性を説明しうる弾－塑性モデルを提案する。

飽和砂の変形挙動は， η が M_m より大か小かで大きく異なる。以下ではまず $|\eta| < |M_m|$ の条件下に限定して議論を進めることにする。非排水繰返し載荷時における降伏特性を次の様に仮定する。

- ① 正規及び過圧密状態のせん断に関する初期降伏関数は次式で与えられる。

$$f_{si} = \eta_i = a \cdot M_m \cdot \sqrt{\frac{\sigma'_{me}}{\sigma'_{mo}} - 1} \quad : \sigma'_{mo} > \sigma'_m{}^* \quad (3-8)$$

$$f_{si} = \eta_i = M_m \quad : \sigma'_{mo} \leq \sigma'_m{}^* \quad (3-9)$$

ここに $\sigma'_m{}^*$ は $M_m(b)$ と式(3-5)で示した平衡状態線の交点における有効平均主応力であり，次式で与えられる。

$$\sigma'_m{}^* = \frac{\sigma'_{me}}{(a)^{-2} + 1} \quad (3-10)$$

- ② 繰返しせん断時において，ある一応力方向（例えば圧縮側）の降伏条件に対する任意応力方向（例えば伸張側）の降伏条件は次式で与えられる。

$$f_s = \eta_y = a \cdot M_m \cdot \sqrt{\frac{\sigma'_{me}}{\sigma'_{mc}} - 1} \quad (3-11)$$

ここに σ'_{mc} は現在の降伏状態における有効平均主応力を表わす。

- ③ 降伏時の塑性ポテンシャル及び硬化関数は第2章第4節で述べた式(2-20)および式(2-36)によりそれぞれ与えられる。

以上の仮定のうち，①は圧密履歴による降伏特性を表示したものである。これは本章3-1で述べた種々な過圧密状態からせん断された場合のダイレイタンスー限界を $(\sigma'_m/\sigma'_{me}, \sigma_a - \sigma_r/\sigma'_{me})$ 座標軸上で楕円で近似的に表わしたものである。式(3-8)で $\sigma'_{mo} = \sigma'_{me}$ ，す

なわち、正規圧密状態に初期応力状態を限定すれば $\eta_i = 0$ となり、せん断初期から塑性挙動が生じるとした従来のモデルと一致する。また、 $\sigma'_{mo} > \sigma'^*_m$ の範囲では、 $O \cdot C \cdot R$ が大きい程 η_i は大きくなり弾性範囲は拡大したものになる。一方、 σ'^*_m 以下の強く過圧密された状態では、 $O \cdot C \cdot R$ の大きさに関わらず $\eta_i = M_m(b)$ とした。これは、過圧密された飽和粘性土に対して足立・西¹⁸⁾ が示したダイレイタンスー限界と一致するものである。以上の考え方を模式的に示したのが図 3-21 である。

仮定②は、実験で示された平衡状態線と過圧密履歴による変形特性を考慮して設けられたものである。この考え方を示すために図 3-22(a), (b)を準備した。今、正規圧密状態にある飽和砂を想定し(図 3-22(a)参照), $\sigma'_{mo}(=\sigma'_{me})$ の等方圧密状態からせん断を行った場合を考える。 $\eta = \eta_{y,1}^C$ まで圧縮側へせん断すると、圧縮側の降伏曲線は $\eta = \eta_{y,1}^C$ で与えられる。その時の有効平均主応力を $\sigma'_{mc,1}$ とする。この状態での伸張側における降伏曲線は、仮定②より式(3-11)で与えられる $\eta = \eta_{y,1}^E$ となる。この時、 $\eta_{y,1}^E \neq \eta_{y,1}^C$ である。すなわち、従来のモデルとは異なり、異方的な硬化特性を設定したことになる。 $\eta = \eta_{y,1}^C$ から軸差応力を減少させ、 $\eta = \eta_{y,1}^E$ に至ると塑性的挙動を生じ、さらに軸差応力を負荷すると伸張側での降伏条件は拡大することになる。今、 $\eta = \eta_{y,2}^E$ までせん断を進めたとすると、圧縮側での降伏曲線は $\sigma'_m = \sigma'_{mc,2}$ を用いて式(3-11)より算定される $\eta = \eta_{y,2}^C$ で与えられる。

以上の硬化特性によれば、図中に示した $(\sigma_a - \sigma_r)_c / \sigma'_{me}$ より小さな応力振幅の下で繰返し載荷が行われた場合、繰返し回数の増加に伴い有効平均主応力は減少していくが、終局的には、間隙水圧の累積は停止し平衡状態に到達するという実験事実を説明できることになる。た

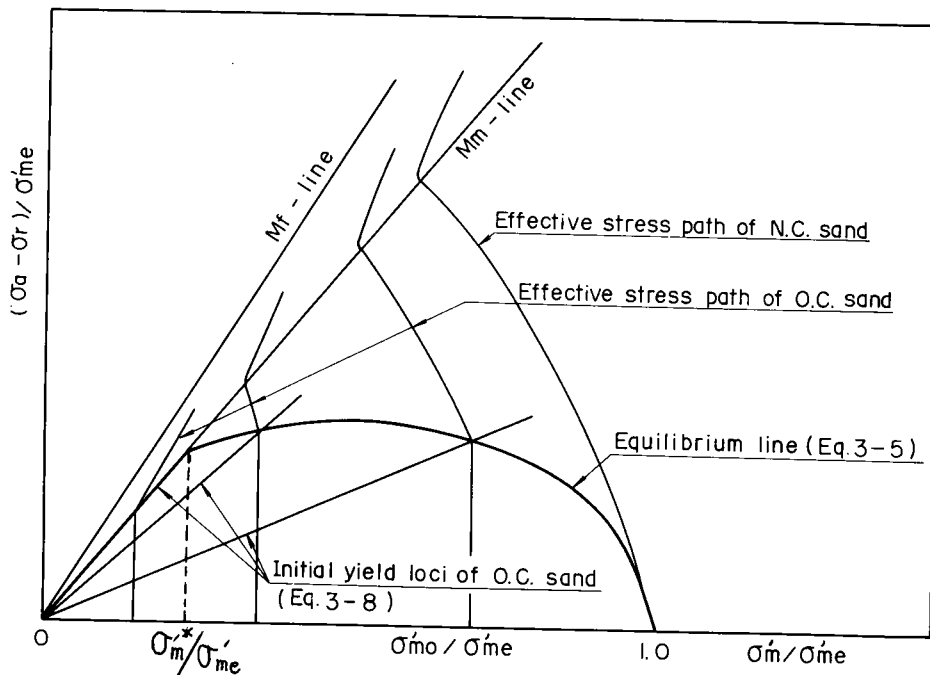


図 3-21 正規及び過圧密砂の初期降伏条件

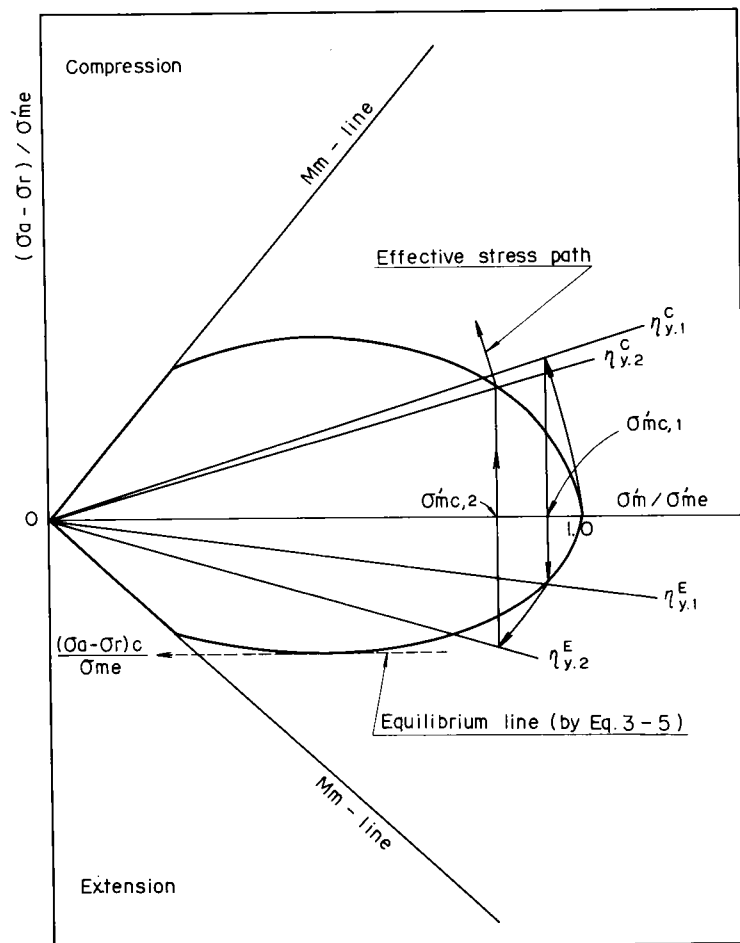


図 3 - 2 2 (a) 繰返し載荷時における正規圧密砂の降伏特性のモデル化

だし、このモデルでは一応力方向（例えば圧縮側）のみでの振動荷重下におけるひずみ及び間隙水圧の累積現象⁶²⁾は説明できない。

一方、過圧密状態から繰返しせん断を行った場合もまったく同様であるが、同一の応力振幅及び繰返し回数下では過圧密砂の方が、ひずみ及び間隙水圧の発生が小さいという実験事実を以上のモデルにより説明することができる（図 3 - 2 2 (b) 参照）。

石原・岡田⁶⁰⁾は、過圧密砂の降伏特性に着目し、非排水繰返し荷重下での降伏特性を同様の観点から議論している。彼らは、ある先行荷重を有する一本の膨脹曲線上での各過圧密状態に対応する降伏特性からその弾性限界（ここでいうダイレイタンスー限界）を与え、それが非排水繰返し載荷時の様に間隙比が一定で有効平均主応力が減少する過程で与えられる弾性限界（ここでいう平衡状態）と一致するとしている。これは、式（3 - 7）で $\kappa = 0$ とおける場合にのみ成立するものであるが、ここで示した弾 - 塑性モデルは、膨潤曲線上での各過圧密状態

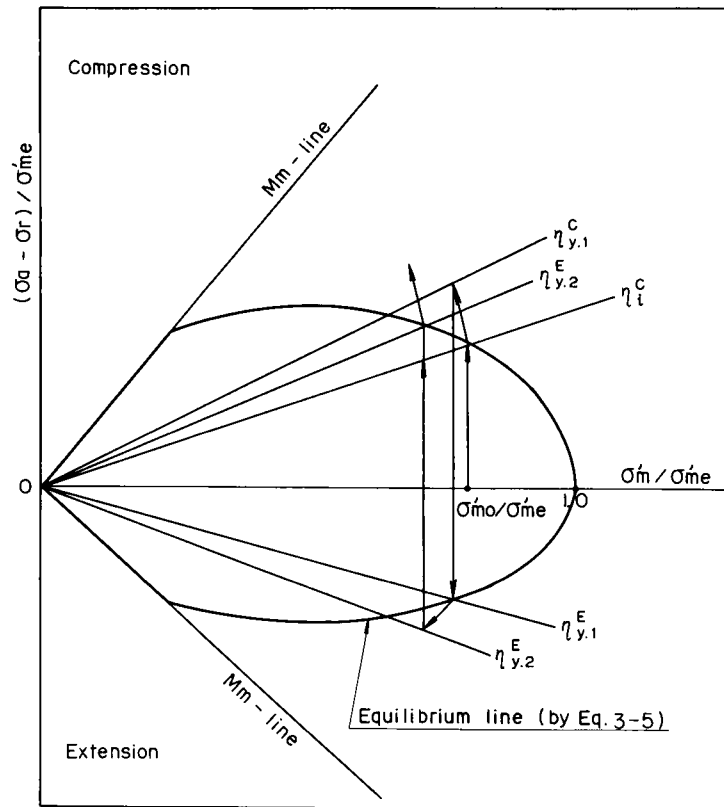


図 3 - 2 2 (b) 繰返し載荷時における過圧密砂の
降伏特性のモデル化

における初期降伏特性と非排水繰返し条件下での降伏特性を，等価圧密圧力の概念を導入することにより区分づけたところに特徴がある。

次に繰返し載荷によって有効平均主応力が減少し $|\eta| \geq |M_m|$ に至った後の変形モデルについて述べる。⁶³⁾ 用いた仮定は以下の様である。

- ④ $|\eta| \geq |M_m|$ に至った時点では，今までの圧密履歴は消滅し，有効応力比の増減によらず塑性変形が生じる。すなわち，有効応力比一定線で与えられる降伏条件は，応力の変化に伴い常に移動していくものとする。

- ⑤ 降伏時 ($d\eta \neq 0$) の硬化関数は第 2 章第 4 節で述べた式 (2-36) で，一方塑性ポテンシャル g_s は次式で与えられる。

$$g_s = \pm (\eta - \eta_0 + M_m \ell_n \sigma'_m) \quad (3-12)$$

ここに、 η_0 は折り返し点における有効応力比である。上式の(+)は $d\eta > 0$ の場合に、一方(-)は $d\eta < 0$ の場合に用いるものとする。また、降伏関数、硬化関数ならびに塑性ポテンシャルに含まれる M_f 及び M_m は、 $d\eta > 0$ の場合は圧縮側の M_f 、 M_m を、一方 $d\eta < 0$ の場合は伸張側の M_f 、 M_m を用いることとする。

以上が、圧密履歴による変形特性及び繰返し載荷時における平衡状態に着目して提示した弾－塑性モデルの概要である。硬化の仕方にダイレイタンスー限界の考え方を導入したため幾分複雑なモデルとなっているが、用いるべき材料定数は第2章で提案した等方硬化に基づく弾－塑性モデルに1つの定数(α)を付加したものになっている。本モデルにより、繰返し載荷時及び単調載荷時における正規及び過圧密砂の変形挙動を評価するには、上記した降伏条件を考慮して第2章第4節で示した増分型の応力～ひずみ関係式を用いれば任意応力状態下での弾－塑性挙動が表示できることになる。以下に各種試験結果との比較について述べ、用いた降伏特性の妥当性を検証することにする。

4-2 有効応力径路の予測式

第2章第4節で述べたように降伏時におけるダイレイタンスーによる体積ひずみ増分(dv_d)は次式の様に表わされる。

$$dv_d = \frac{M_m - \eta}{G'} \cdot \left(\frac{M_f}{M_f - \eta} \right)^2 \cdot d\eta \quad (3-13)$$

非排水条件下では、近似的に全体積ひずみ増分は0とみなしうるので、上式に圧密による弾性体積ひずみ増分 $dv_c^B (= \kappa / (1 + e_0) \cdot d\sigma'_m / \sigma'_m)$ を加えて、 $dv = dv_d + dv_c^B = 0$ とおけばせん断時における有効応力増分 $d\sigma'_m$ は次式の様に求められる。

$$d\sigma'_m = \frac{(1 + e_0) \sigma'_m (M_m - \eta)}{G' \kappa} \left(\frac{M_f}{M_f - \eta} \right)^2 d\eta \quad (3-14)$$

上式は、 $(\sigma'_m, \sigma_a - \sigma_r)$ 平面上における有効応力径路を微分型式で表示したものであり、これを任意の初期応力条件下で積分すれば非排水せん断時における有効応力径路表示式が与えられることになる。

4-3 構成式の検証

計算に用いた降伏関数及び降伏時の有効応力径路表示式はそれぞれ式(3-8), (3-11)及び式(3-14)である。一方, 降伏時の応力-ひずみ関係は第2章第4節における式(2-36)を増分表示した塑性成分に弾性成分を加えて書き直すと次式となる。

$$d r = \frac{1}{G'} \cdot \left(\frac{M_f}{M_f - \eta} \right)^2 \cdot d \eta + d r^e \quad (3-15)$$

また, 弾性せん断ひずみ増分($d r^e$)は次式で与えられる。

$$d r^e = \frac{d(\sigma_a - \sigma_r)}{3 G} = \frac{\sigma'_{mc}}{3 G} \cdot d \eta \quad (3-16)$$

ここに, G はせん断剛性率を表わす。

必要とする材料定数は, G' , M_m , M_f , λ , κ , a 及び G の7個であるが, G' については次の様に考える。いわゆる動的変形試験の結果から, 微小ひずみ($10^{-6} \sim 10^{-4}$)時でのせん断剛性率(G_0)は次式で表示されることが知られている。⁶⁴⁾

$$G_0 = A \cdot F(e) \cdot (\sigma'_{mo})^{1/2} \quad (3-17)$$

今, 正規圧密砂において, $d r^e$ は $d r^p$ に比べて無視できるものと仮定し, 式(3-15)で $\eta \rightarrow 0$ とすると次式を得る。

$$d r = \frac{d \eta}{G'} \quad (3-18)$$

さらに, $d(\sigma_a - \sigma_r) = \sigma'_m \cdot d \eta + \eta \cdot d \sigma'_m$ と表わされるので, 同様に $\eta \rightarrow 0$ とすると $d \eta$ は $d(\sigma_a - \sigma_r) / \sigma'_{mo}$ で与えられる。これを式(3-18)に代入すると

$$\frac{d(\sigma_a - \sigma_r)}{d r} = G' \cdot \sigma'_{mo} \quad (3-19)$$

また, 上式の左辺は $3 G_0$ と等しいので, 結局 G' は次式で与えられることになる。

$$G' = \frac{3 G_o}{\sigma'_{mo}}$$

$$= 3 \times A \cdot F(e) \cdot (\sigma'_{mo})^{-1/2} \quad (3-20)$$

正規及び過圧密状態にある飽和砂を対象とし、一方向に非排水三軸圧縮・伸張試験を行った場合の実験結果と弾－塑性構成式による計算結果との比較を図3-23(a)(b)及び図3-24(a)(b)に示す。ここに、中詰め及び密詰め砂に対し表3-1および表3-2に示した材料定数をそれぞれ用いている。なお式(3-17)中の $F(e)$ ⁶⁴⁾は、次式で示すRichartの提案式によっている。

$$F(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)} \quad (3-21)$$

有効応力径路に対する計算結果と実験結果を比較すると、圧縮側で過剰間隙水圧を過大に、一方伸張側では過少に評価する傾向がみられるが、全体的には実験で示された正規及び過圧密砂の応力～ひずみ挙動を良く近似しているものとみてよい。

一方、中詰め状態にある正規及び過圧密砂(O.C.R = 1.5, 2.0)を対

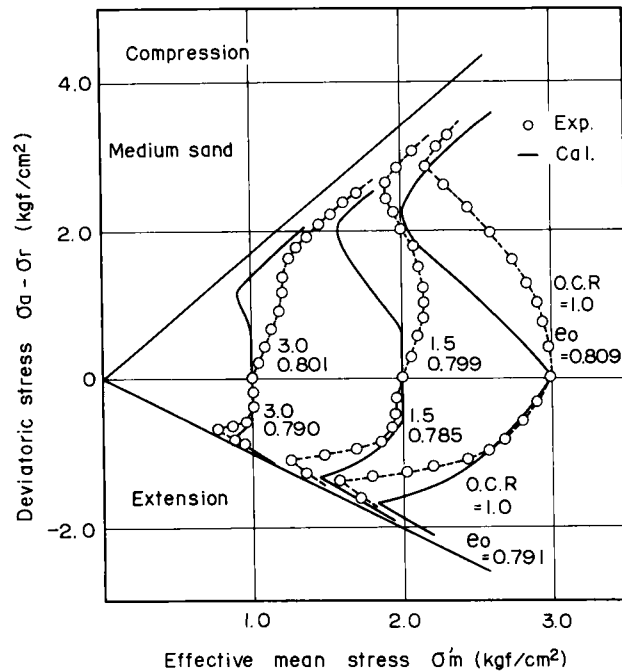


図3-23(a) 有効応力径路に関する計算結果と実験結果との比較(中詰め砂)

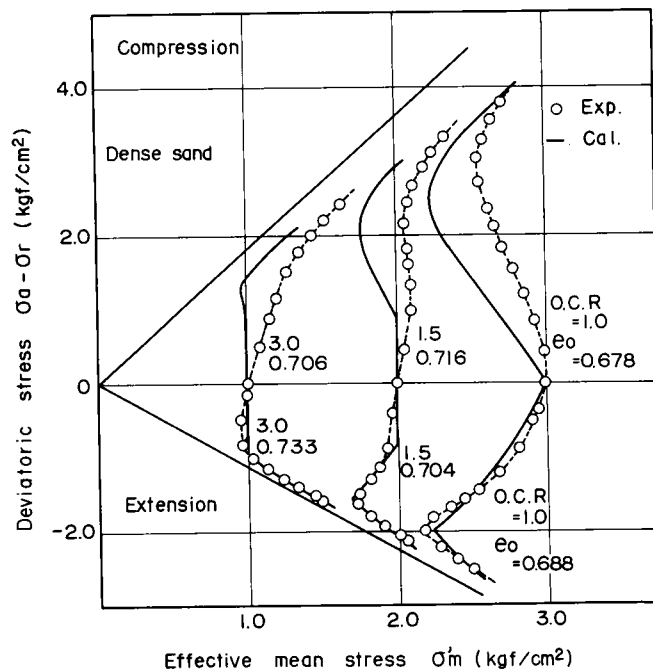


図3-23(b) 有効応力径路に関する計算結果と実験結果との比較(密詰め砂)

象として実施した 2 方向繰返しせん断（応力振幅一定）時の応力・ひずみ関係の実験値と計算結果の比較を示したのが図 3-25～図 3-27 である。用いた材料定数は表 3-2 に示したものと同様である。同一の拘束圧及び同一の応力振幅下では過圧密な砂ほど間隙水圧及びひずみの発生量が少ないことが実験結果から知られるが、弾－塑性モデルにおいてもこの傾向は充分説明しうることが示されている。

最後に、ランダム荷重下における飽和砂の応力～ひずみ挙動を本提案モデルでどの程度説明しうるかを示しておこう。図 3-28(a) は、Taft 地震における加速度記録波形（N S 成分）を荷重波形に変換して、それを飽和砂供試体に与えた時に得られた軸差応力、軸ひずみ及び過剰間隙水圧の時刻歴変動を示したものである。

なお、実験は記録波形の時間軸を 5 倍に拡大して行ったものであり、供試体の初期間隙比は 0.73，初期有効拘束圧は 3.0 kgf/cm^2 の正規圧密状態で行っている。この実験で得られた応力波形から弾－塑性モデルを用いて計算された軸ひずみ及び過剰間隙水圧の時刻歴変動を示したのが図 3-28(b) である。計算には表 3-2 の密詰め砂に対する材料定数を用いている。計算結果によると、実験結果と比較して過剰間隙水圧が初期有効拘束圧

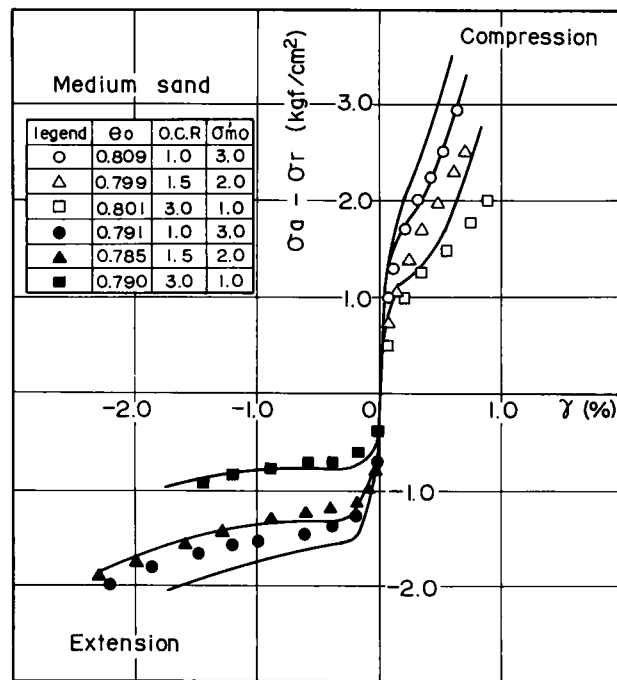


図 3-24(a) 軸差応力～せん断ひずみ関係に関する計算結果と実験結果との比較（中詰め砂）

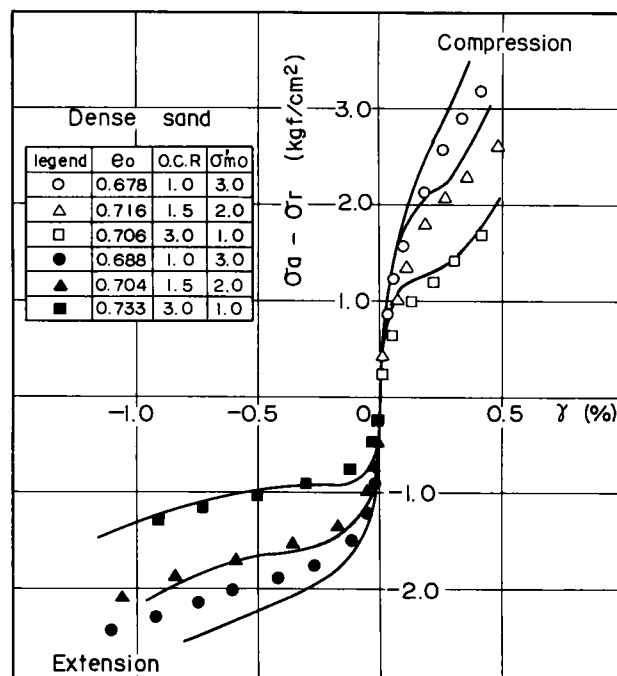


図 3-24(b) 軸差応力～せん断ひずみ関係に関する計算結果と実験結果との比較（密詰め砂）

表 3 - 1 中詰め砂の材料定数

Compression		Extension					
M_f	M_m	M_f	M_m	A	λ	κ	α
1.68	1.1	-1.0	-0.9	700	0.018	0.004	0.556

表 3 - 2 密詰め砂の材料定数

Compression		Extension					
M_f	M_m	M_f	M_m	A	λ	κ	α
1.8	1.1	-1.1	-0.9	700	0.010	0.0038	0.865

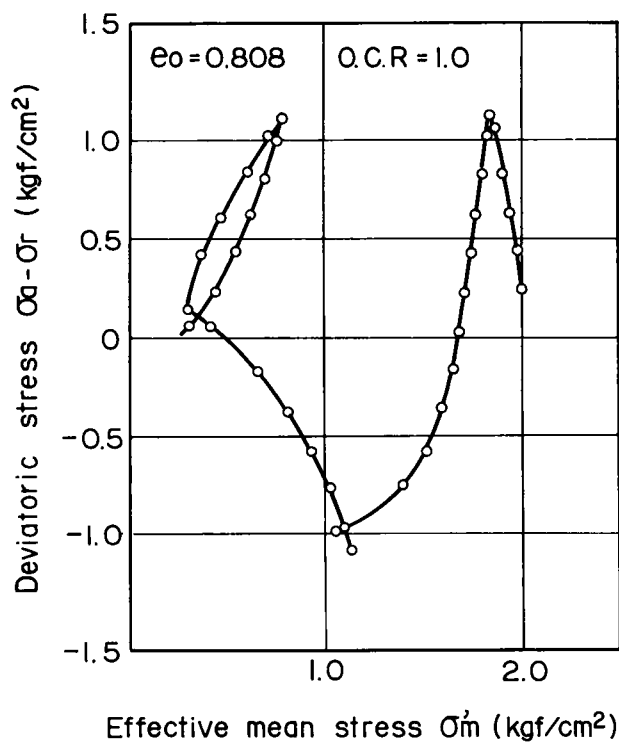


図 3 - 2 5 (a) 正規圧密砂の有効応力径路
(実験結果)

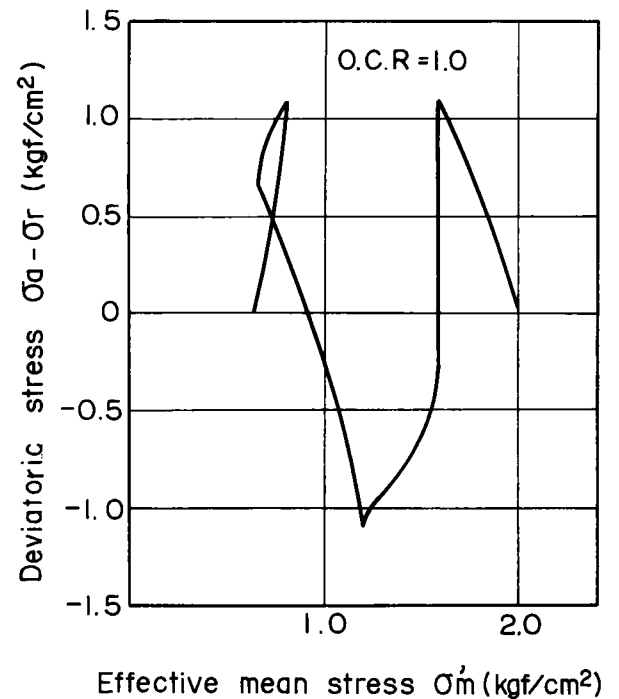


図 3 - 2 5 (b) 正規圧密砂の有効応力径路
(計算結果)

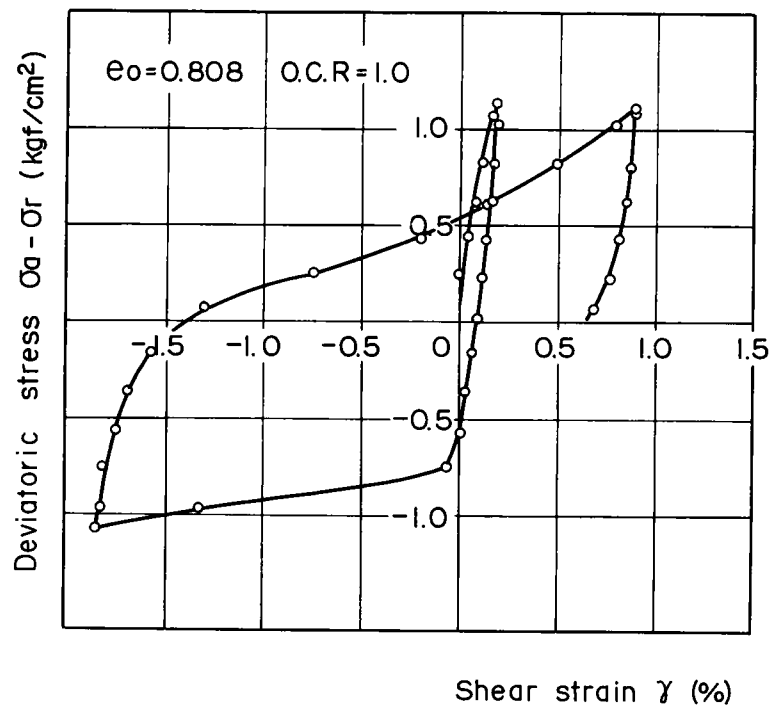


図 3 - 2 5 (c) 正規圧密砂の軸差応力～せん断ひずみ関係
(実験結果)

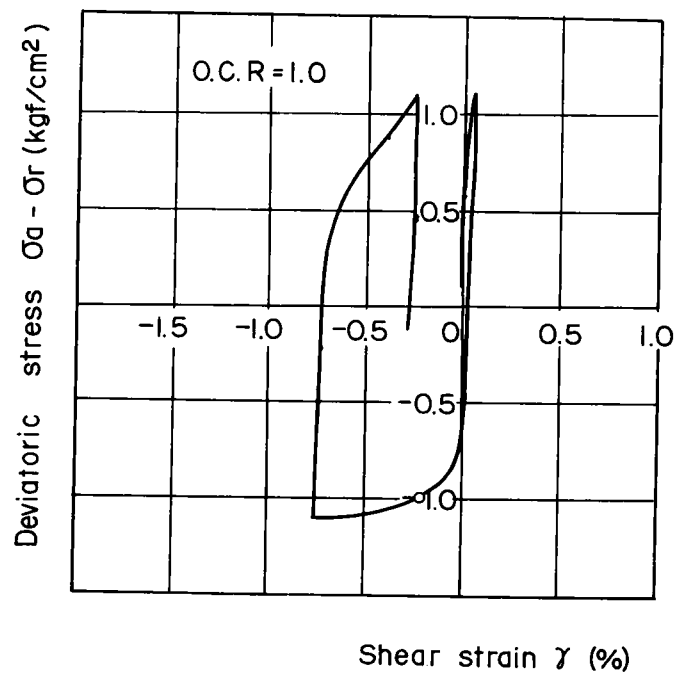


図 3 - 2 5 (d) 正規圧密砂の軸差応力～せん断ひずみ関係
(計算結果)

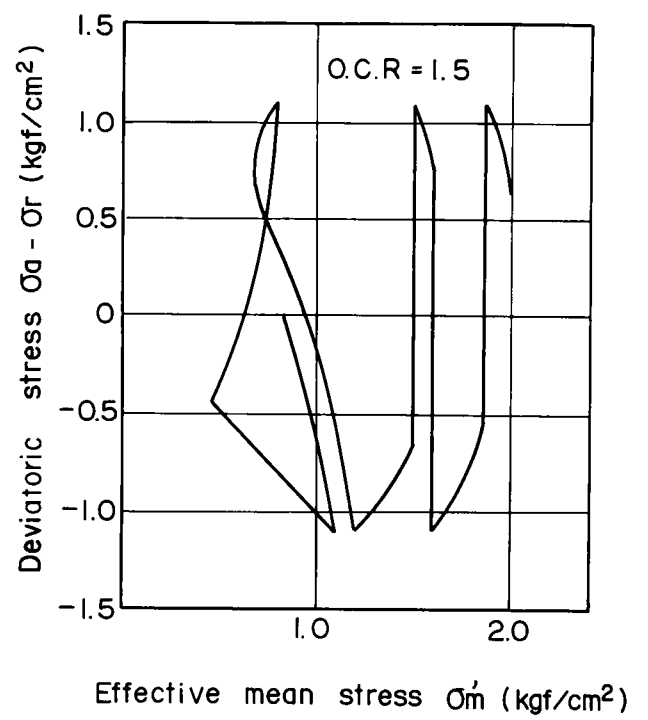
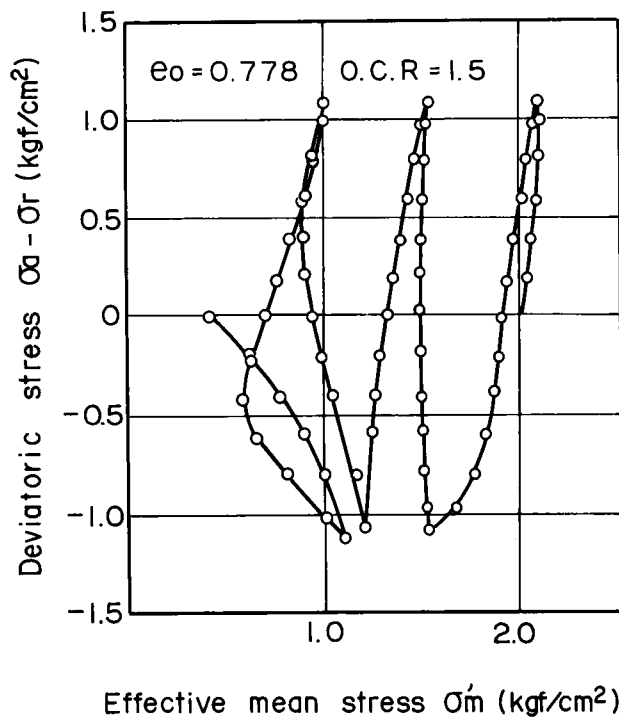


図 3 - 2 6 (a) 過圧密砂 (O・C・R = 1.5) の有効応力径路 (実験結果)

図 3 - 2 6 (b) 過圧密砂 (O・C・R = 1.5) の有効応力径路 (計算結果)

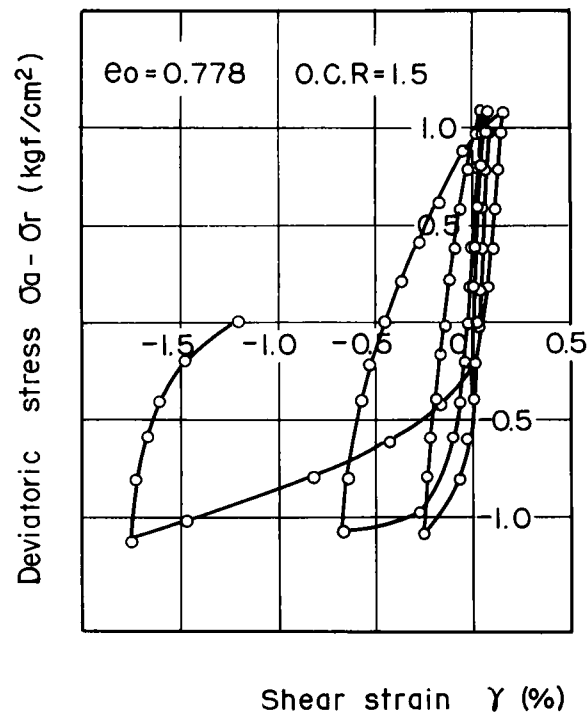


図 3 - 2 6 (c) 過圧密砂 (O・C・R = 1.5) の軸差応力～せん断ひずみ関係 (実験結果)

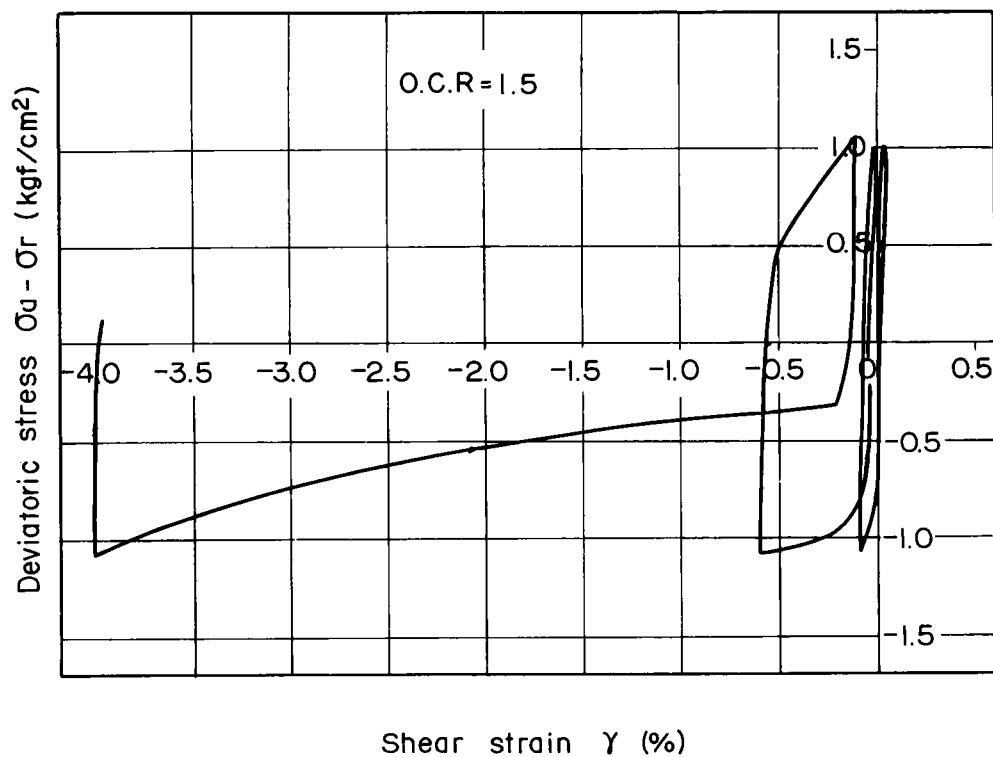


図 3 - 2 6 (d) 過圧密砂 ($O \cdot C \cdot R = 1.5$) の軸差応力～せん断ひずみ関係 (計算結果)

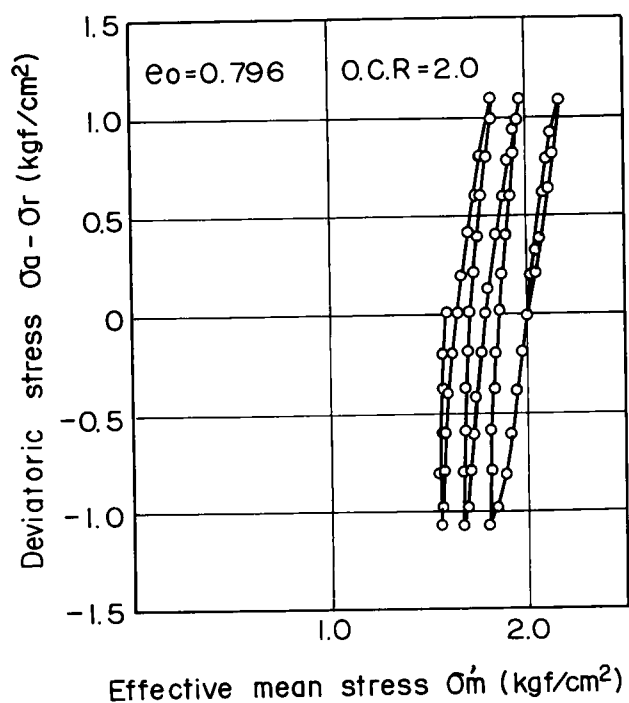


図 3 - 2 7 (a) 過圧密砂 ($O \cdot C \cdot R = 2.0$) の有効応力径路 (実験結果)

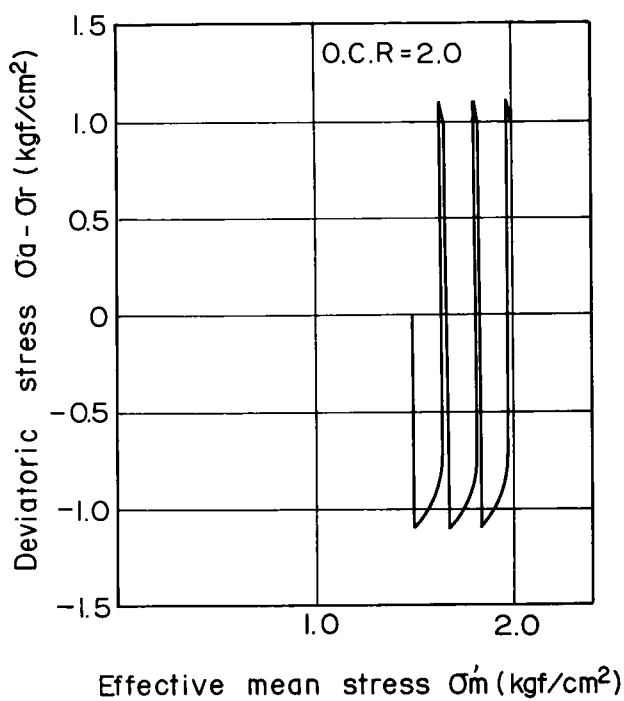


図 3 - 2 7 (b) 過圧密砂 ($O \cdot C \cdot R = 2.0$) の有効応力径路 (計算結果)

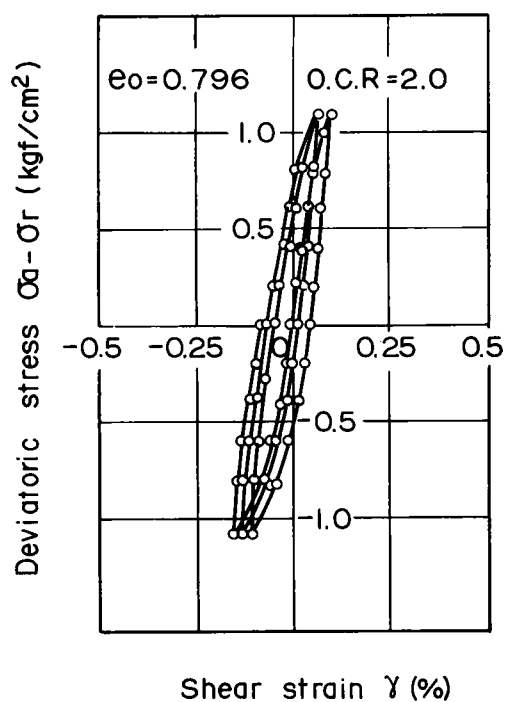


図 3 - 2 7 (c) 過圧密砂 (O・C・R = 2.0) の軸差応力～せん断ひずみ関係 (実験結果)

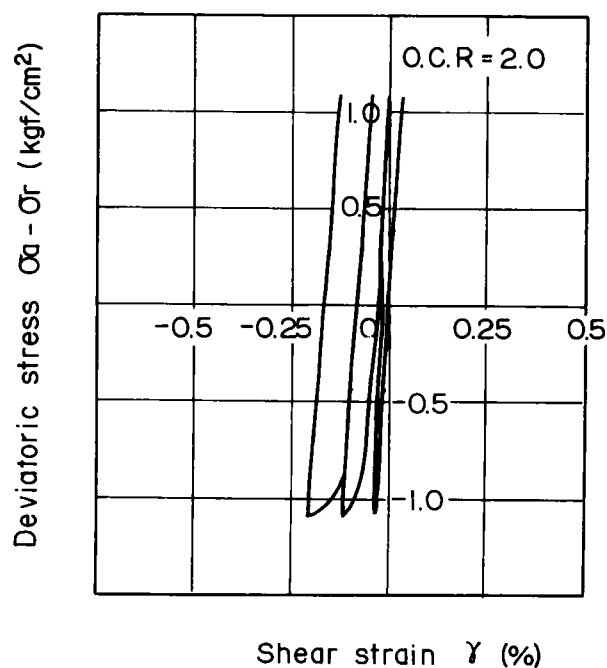


図 3 - 2 7 (d) 過圧密砂 (O・C・R = 2.0) の軸差応力～せん断ひずみ関係 (計算結果)

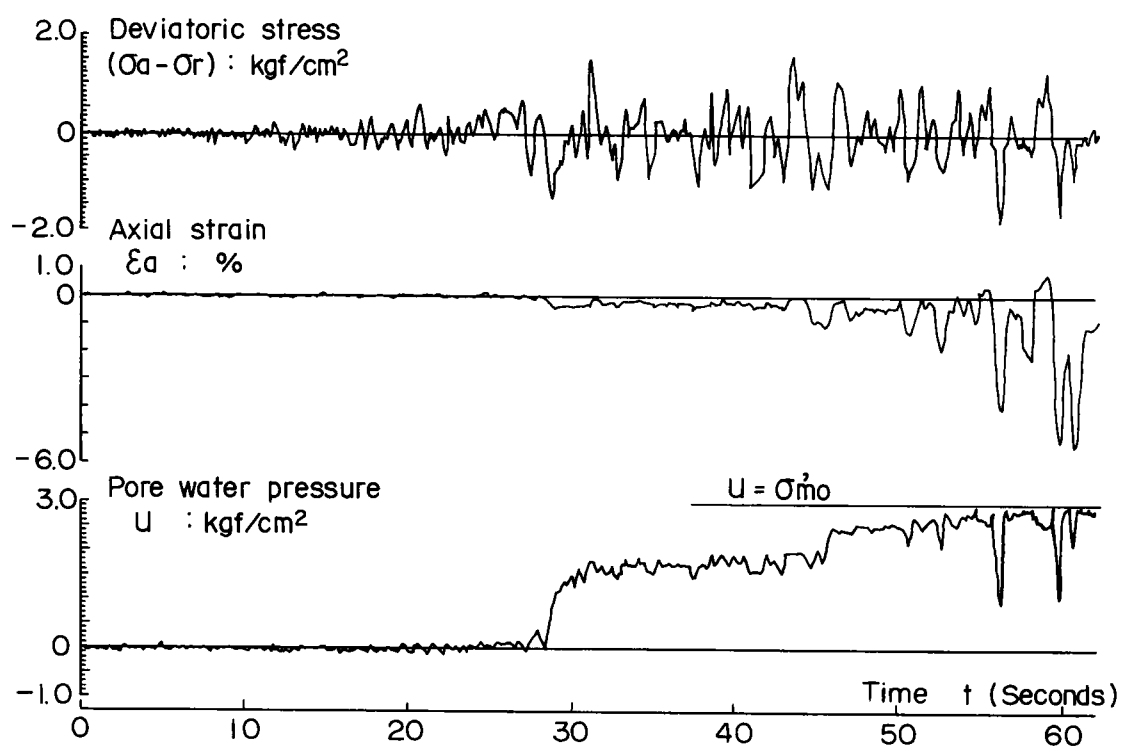


図 3 - 2 8 (a) 実地震波形 (TAFT : NS 成分) によるランダム載荷時の実験結果

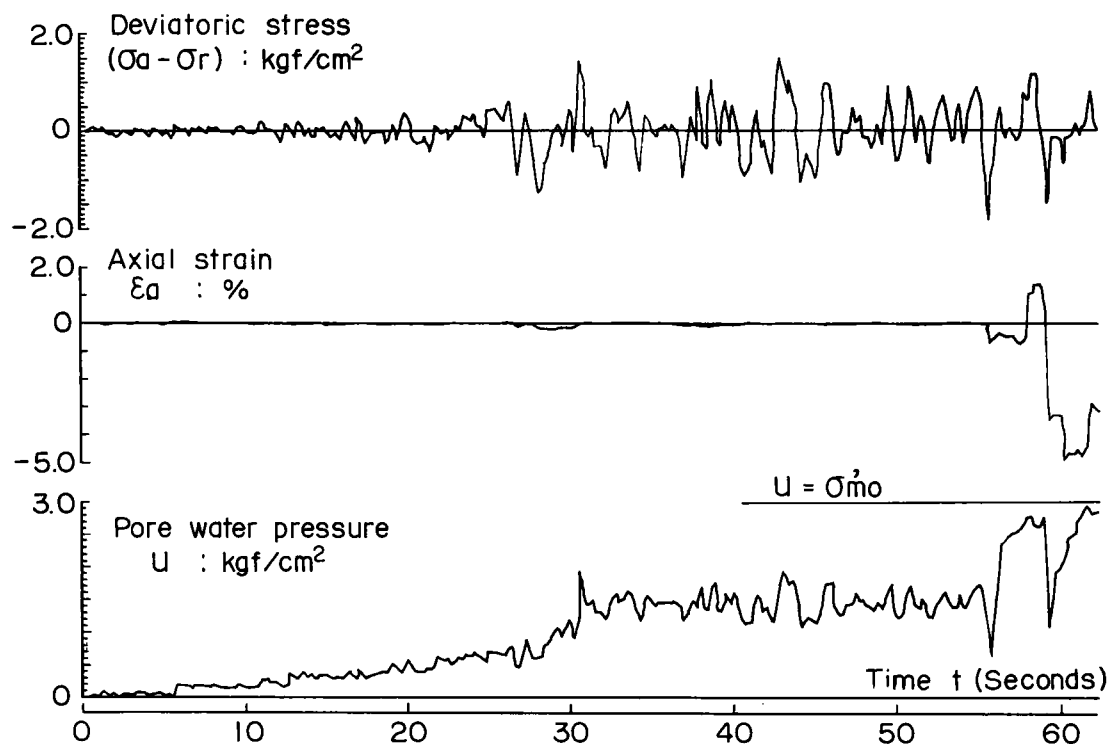


図 3 - 2 8 (b) 実地震波形 (TAFT : NS 成分) によるランダム載荷時の計算結果

に等しくなる時刻がやや遅れ気味であるが、その後の大きな応力変動による過剰間隙水圧の瞬時的な減少（せん断抵抗力の増大）が表現しえていることが示されている。また、計算軸ひずみ量もほぼ実験結果と符号しており、したがってランダム荷重下における応力～ひずみ挙動を本提案モデルにより予測することが、一応可能になったものと結論できる。ただし、排水繰返し荷重下での残留ひずみ量の評価は今後の課題として残されている。

第 5 節 ま と め

正規及び過圧密砂を対象とした非排水単調載荷及び繰返し載荷時の変形挙動に関する諸実験事実から、任意の圧密履歴下にある飽和砂の弾－塑性モデルについて述べた。以下に得られた結論を要約する。

- 1) 過圧密状態にある飽和砂の非排水単調載荷時における変形挙動を有効応力の立場から議論した。その結果、過圧密状態にある飽和砂の変形挙動は、正規圧密状態のそれとは明ら

かに異なり、ダイレイタンシーによる間隙水圧発生が無視しうる応力領域（ダイレイタンシー限界）が存在することが示された。

- 2) 繰返し載荷時においては、繰返し回数の増加に伴ない過剰間隙水圧は累積し、破壊（液化化）に至る場合もあるが、繰返し回数に関わらずひずみ及び間隙水圧の累積が停止する応力状態（平衡状態）が存在する。
- 3) 繰返し載荷により間隙水圧は累積し、有効応力は減少するので、この過程は砂がより過圧密な状態へとその変形特性が移行していくことを示している。したがって、ある繰返し回数の下で有効応力の変化が停止し、弾性的挙動を示す平衡状態は、過圧密砂のダイレイタンシー限界と密接な関連性を有し、これらに基づけば様々な圧密履歴を受けた飽和砂の静的ならびに繰返し載荷時の変形挙動を統一的に説明できることを示した。
- 4) 等価圧密圧力の概念を導入し、任意圧密履歴下にある飽和砂の平衡状態表示式を提示した。また、 $e \sim \ln \sigma'_m$ 座標上における膨潤曲線を直線近似することによりダイレイタンシー限界表示式を提案し各過圧密状態下における初期降伏特性と非排水繰返し載荷時における降伏特性を明確に区分づけた。
- 5) 任意の圧密履歴を有する飽和砂の弾－塑性モデルを提案した。このモデルは、結論2)で述べた平衡状態を導入し、従来の等方硬化弾－塑性モデルを修正・拡張したものである。
- 6) 新たに提案した弾－塑性モデルによる計算結果と各種三軸圧縮試験結果との比較を行った。その結果、モデルは正規及び過圧密砂の単調載荷時ならびに繰返し載荷時（応力振幅一定、ランダム振動荷重条件下）の応力～ひずみ挙動を十分な近似度で表示しうることを示された。
- 7) このように任意応力条件下での降伏特性を定義した本提案モデルは、任意の圧密履歴及びせん断履歴下にある飽和砂層地盤の地震時変形挙動、特に構造物周辺地盤及び斜面地山内部で見られるような初期せん断応力が作用している状態から地震力などのような不規則荷重を受ける場合の安定性検討には有用なものとする。

第4章 軟岩の弾一塑性挙動

第1節 概 説

軟岩を主体とする岩盤上に巨大構造物が地上あるいは地下を問わず建設される機会が増大しているが、今後共我国の地質条件を考慮すれば軟質岩盤が利用される機会は増大するものと思われる。

軟岩の定義としては明確なものはないが、ここでは風化した軟岩や第三紀堆積岩を対象とし、これらの一軸圧縮強度が 10 kgf/cm^2 から 200 kgf/cm^2 程度であり、かつ水の存在がその力学特性に大きな影響を及ぼす材料であるものと定義づける。このような軟岩およびそれと同様な力学挙動を示す強く過圧密された粘性土から成る地盤に関連した工学的問題として、クリープに代表される時間依存性挙動および膨脹性状に関連したトンネルにおける土圧問題⁶⁹⁾⁷⁰⁾、切り取り斜面のように吸水膨脹により経時的に地山の安定性が失われていく、いわゆる長期安定問題⁷¹⁾のように古くから土質・岩盤力学上における重要問題として取り上げられ、これらの力学特性に関しても多方面に亘り数多くの報告がみられる。先に述べた切り取り斜面の安定問題に関連してロンドン粘土の強度-変形特性に関する研究がSkempton⁷²⁾、Bishop⁷³⁾、Marsland⁷⁴⁾らにより実施された。この内、Skemptonは斜面の一次すべりは完全軟化強度により、一方二次以降のすべりは残留強度によって支配されることを示し、長期安定性状を議論する際の重要な指摘を与えている。また、Marslandは供試体内部に潜在するひび割れが、強く過圧密された粘土の強度特性に与える影響について論じている。一方、国内においても軟岩の力学的挙動に関する研究が大規模土木構造物の建設に伴ない活発化してきた。赤井・足立・西⁷⁵⁾⁷⁶⁾⁷⁷⁾は多孔質凝灰岩の一種である大谷石を用いた実験からその力学特性について論じ、塑性降伏挙動およびクリープ特性に関する考察を行い、粘弾塑性的性質を考慮した軟岩の構成式を提示している。また、足立・小川⁷⁸⁾は軟岩の強度特性に関する詳細な考察を行い、Hobbs⁷⁹⁾およびMurrell⁸⁰⁾が指摘した破壊規準に基づき、最大強度および残留強度はともに軸差応力と有効平均応力を座標軸とする両対数紙上で直線近似化できることを示すとともに、これらの知見から岩盤と岩石の強度特性の関連についても言及している。これと同様の議論は吉中・山辺⁸¹⁾によっても行われ数多くの軟岩に対して上記した破壊規準が適用できることを示した。さらに、足立・林⁸²⁾は不連続面の存在およびその角度が軟岩の強度-変形特性に与える影響について詳細に論じてい

る。

一方脆性な粘土および頁岩の力学特性に及ぼす載荷速度の影響が Casagrande と Wilson⁸³⁾により調べられ、それらの強度特性には明らかに時間依存性が認められることを示した。このような強度の時間依存性に着目し、足立・高瀬^{84) 85)}はクリープ試験および変位制御による振動載荷試験結果に基づく軟岩の長期強度に対する推定式を提案している。

以上に述べたように、軟岩及び強く過圧密された粘性土の力学特性がかなり明確になってきたものと言えるが、先に述べた諸問題を取り上げてみても設計に際し決定的な物性評価手法が見られないように、これらの力学特性に関しては未解明な点が数多く残されているものと言ってよい。さらに地震時安定性に関して厳しい要求を課せられる構造物が、断層破砕帯を介在する軟質岩盤上に立地する場合は、これを構成する地盤材料の動的変形特性、特にせん断剛性率や減衰比で代表される材料パラメータの評価や断層破砕帯端部からの破壊の進展の可能性、すなわち軟岩そのものの動的強度特性に対する検討を迫られる場合が少なくない。

このように、時間の経過と共に強度が低下する材料、あるいは通常の拘束圧範囲において脆性的な性質を示す材料であるが故の遅れ破壊もしくは進行性破壊の可能性といった観点から主に進められてきた軟岩の強度－変形特性が極めて短時間の載荷時間中にどの程度の外力に抵抗し、変形するのかといった力学特性の把握およびその評価手法の確立も緊急な課題として取り上げられるようになった。

本章は以上の観点に基づき、我国における代表的な軟岩の一種である泥岩を対象とし、三軸圧縮試験、圧密非排水クリープ試験ならびに振動載荷試験から広範囲なひずみ速度と拘束圧下での力学特性について述べたものである。

軟岩用に製作された精度の高い実験装置、試料ならびに実験内容について第2節で述べた後、第3節では、種々なひずみ速度下における圧密非排水試験、圧密排水試験、圧密非排水クリープ試験ならびに振動載荷試験結果から、個々の載荷条件下で示す泥岩の基本的力学特性について調べる。

第4節は、各種試験結果に基づき泥岩の強度－変形特性を総合的に考察したものである。まず、振動載荷試験および圧密非排水クリープ試験結果から、平衡状態の存在について述べた後、破壊時軸ひずみと載荷条件との関係ならびに有効応力に基づく破壊規準について述べる。続いて、クリープ試験結果、特に最小クリープひずみ速度とクリープ破壊時間および軸差応力との関係に着目して、応力とひずみ速度の関係式を提示するとともに、一定ひずみ速度試験ならびに振動載荷試験により得られる応力－ひずみ特性との関連性について述べる。

第5節は、残留状態にまでせん断された供試体が再せん断を受けた時の強度－変形特性なら

びに 60° の角度で弱面を有する供試体が一定ひずみ速度および振動載荷時において示す強度－変形特性について述べたものである。特に、振動載荷により急激なすべりを伴う時の軸差応力、ならびに弱面で発揮される残留強度とインタクト供試体の残留強度のひずみ速度依存性および弱面を有する供試体の破壊規準を主体として述べる。

第6節は、振動載荷時において微小ひずみレベル下で示す泥岩のせん断剛性率について述べたものである。まず、負荷したひずみレベルとせん断剛性率との関係を述べた後、せん断剛性率に及ぼすひずみ履歴の影響、拘束圧ならびに初期軸差応力依存性について考察する。

第2節 実験装置・試料および実験内容

2-1 実験装置

用いた実験装置は油圧サーボ型の三軸試験装置である。その概要を図4-1および写真4-1に示す。本装置は主として軟岩用に製作されたものであり、軸荷重および側圧の負荷能力は

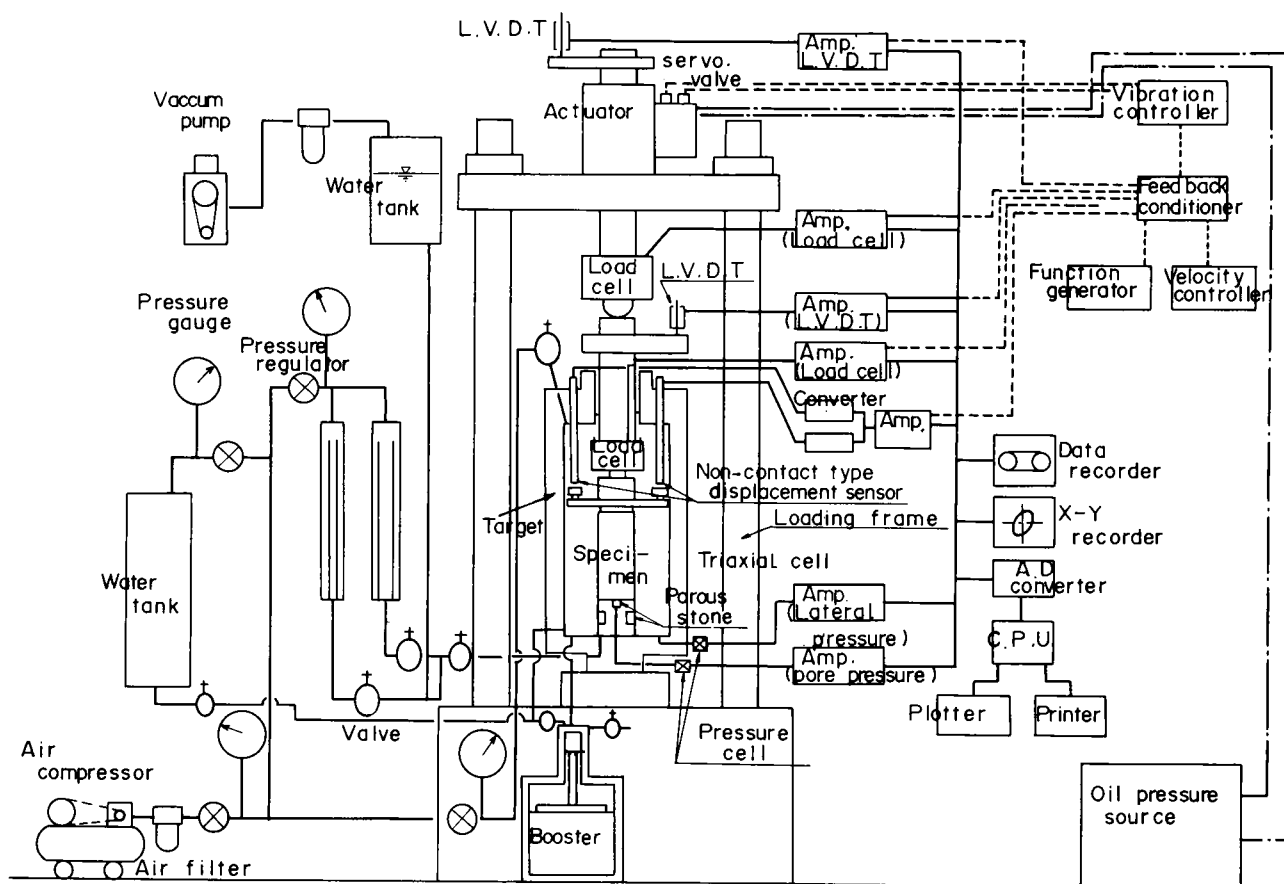


図4-1 振動三軸試験装置の概要

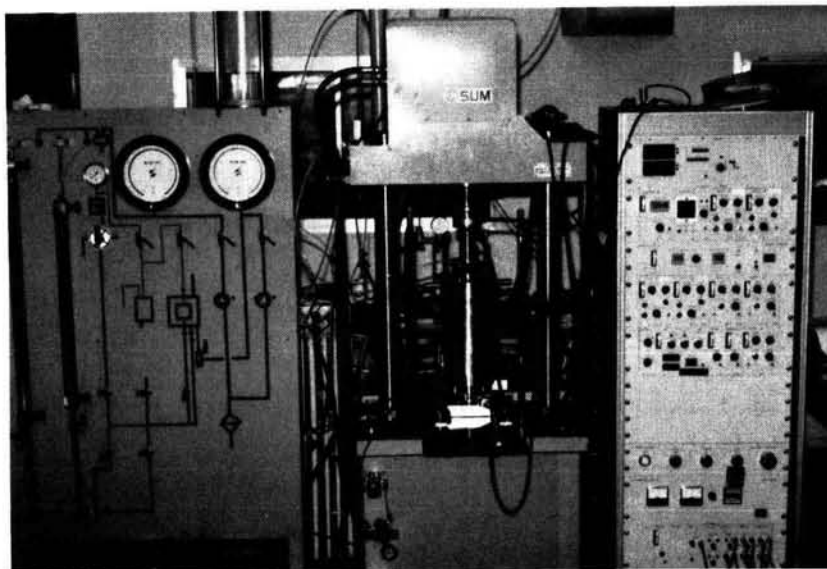


写真 4 - 1 軟岩用三軸試験装置

それぞれ 5 ton および 100 kg f/cm^2 である。三軸セルの概要を図 4 - 2 に示すが、通常のアクリル製のセルとは異なり、ステンレスで構成されている。以下に本装置の主な性能について述べる。

2 - 1 - 1 軸 荷 重

軸荷重は、三軸セル内外に設けられた 2 つのロードセル（内及び外部ロードセルの容量はそれぞれ 3 ton および 5 ton ）により検出される。内部ロードセルは防水・耐圧型のものを使用している。ロードセルで検出された出力電圧は増幅器を介して、フィードバックコンディショナーおよびパイプレーションコントローラーへ伝送され、サーボバルブを自動開閉することにより油圧をコントロールし、予め設定された荷重値を保持するようにフィードバックシステムが構成されている。荷重波形として三角波、サイン波ならびに台形波の三種類が準備されており、内部発振器により入力される。また定速度入力器も上記したフィードバックシステムへ組み込まれており、荷重および変位速度一定下での試験を実施することも可能なものとなっている。

2 - 1 - 2 軸 変 位

軸変位は、三軸セル外部に設置された 2 種類の差動トランス型変位計（L.V.D.T，容量

±15 mmおよび±5 mm) と三軸セル内部に設けられた非接触型変位計(容量±1 mm)により検出される。非接触型変位計は供試体上部のキャップに固定されたターゲットとセルに取り付けたセンサー間の距離変化を電圧変化として検出するものである。図4-1および図4-2に示す通り、センサーおよびターゲットは2組設置されており、供試体の軸変位はこれらにより検出された変位を平均回路を通じて平均された値として出力される。この非接触型変位計とセル内部に設置されたロードセルの使用により、微小ひずみ時における供試体の変形特性を精度良く評価することができる。また、荷重制御同様これら3種類の変位計で検出された電圧を先に述べたフィードバックシステムへ組み込むことにより変位制御試験を可能なものとした。

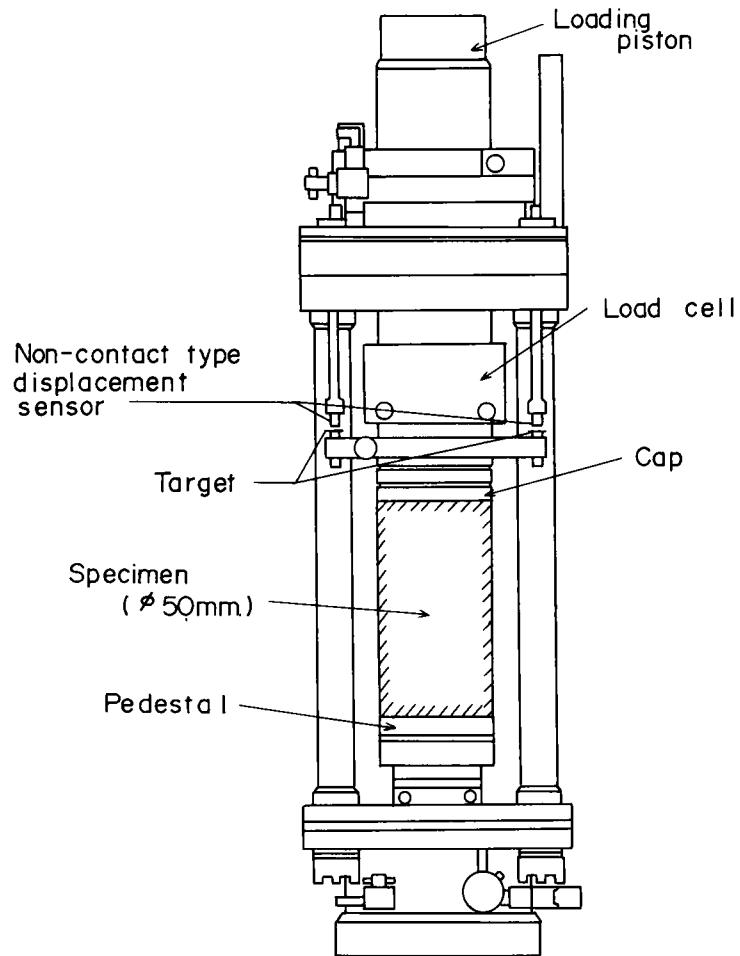


図4-2 三軸セルの概要

2-1-3 側圧，体積変化および間げき水圧

エアーコンプレッサーから送られた空気圧は，調圧弁により1次圧(通常は 8 kg f / cm^2)にまず設定される。この1次圧は側圧供給用増圧器および体積変化測定用の二重管式ビューレット上部へ送り込まれる。側圧は，増圧器に送り込まれる1次圧を高精度の調圧弁により所定の空気圧に設定し，増圧器内部で水圧に転換され三軸セル内部に負荷される。この時 7 kg f / cm^2 の空気圧で 100 kg f / cm^2 の側圧が得られるように増圧器が構成されている。

間げき水圧および側圧は，ひずみゲージタイプの圧力検出器により測定される。

2-1-4 データ処理

以上に述べた計測器により検出される出力は、増幅器を通じてデータレコーダ、電磁式オシログラフおよびX-Yレコーダへ記録されるが、マイクロコンピュータへの接続により高速で精度の高いデータ解析が可能なものになっている。

2-2 実験試料

用いた試料は、新第三紀鮮新世に属する泥岩であり、その物理諸量を表4-1に示す。粒度組成をみるとシルト分、粘土分の細粒分が多く、三角座標によればシルト質粘土に位置する。

用いた供試体は直径50mm、高さ100mmの円筒型であり、成形後水中で約24時間脱気したものを用いた。等方圧力負荷時において測定されたB-値は拘束圧の大きさに依らず95%以上であり、したがって供試体は十分な飽和状態にあり、通常の飽和土と同様に有効応力の考え方が適用できる材料であるものと言える。なお、弱面を有する供試体は最大主応力面に対し60°の角度で岩石

表4-1 試料の物理諸量

Liquid Limit	$W_L(\%)$	95.1
Plastic Limit	$W_P(\%)$	47.6
Plasticity Index	I_P	47.5
Specific Gravity	G_s	2.72
Water Content	$\omega(\%)$	52.5
Wet Density	$\gamma_t(\text{gf/cm}^3)$	1.67
Dry Density	$\gamma_d(\text{gf/cm}^3)$	1.09
Void Ratio	e	1.49
Degree of Saturation	$S_r(\%)$	95.0

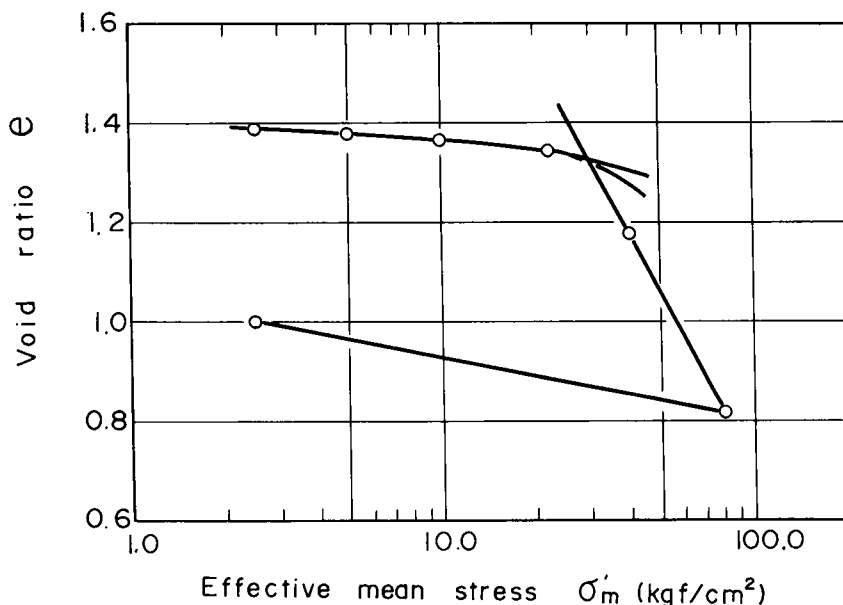


図4-3 間隙比～有効平均応力の関係

用カッターにより切断して作られたものである。

本泥岩の一軸圧縮強度は約 28 kg/cm^2 、変形係数 (E_{50}) は約 5000 kg/cm^2 であり、等方圧密試験により求められた圧密降伏応力は約 30 kg/cm^2 である。等方圧密試験により得られた間げき比 e ～有効平均応力 σ'_m の関係を図 4 - 3 に示す。

2 - 3 実験内容

本研究で対象とした試験は、(1)種々なひずみ速度下での圧密非排水試験、(2)圧密排水試験、(3)圧密非排水クリープ試験、および、(4)振動載荷試験、の 4 種類である。周波数等の試験条件については個々の試験結果を述べる際併せて示すことにする。試験はすべて等方応力下での圧密終了後実施した。圧密時の排水は、供試体側面に巻かれたナイロンメッシュを通じて行うサイドドレーン方式を採用して行い、圧密と同時に 6 kg f/cm^2 ($\sigma'_{30} \leq 6 \text{ kg f/cm}^2$) および 3 kg f/cm^2 ($\sigma'_{30} > 6 \text{ kg f/cm}^2$) のバックプレッシャーを負荷している。間げき水圧はベデスタル中央部に設けた直径 10 mm のポーラスストーン部を通して測定を行い、シリコングリースを塗布したテフロンシート (厚さ 0.2 mm) を供試体端面とキャップおよびベデスタル間に設置し、それらの間の摩擦を除去することに努めた。

ゴムスリーブは、厚さ 0.4 mm のものを 2 枚重ねて使用した。なお、供試体をセットする前に排水系統および水圧測定系統 (ポーラスストーン部を含む) の脱気を充分に行っている。

なお、第 6 節で述べる振動載荷試験以外はすべて三軸セル外部に取りつけられたロードセルと差動トランス型変位計により荷重ならびに変位を検出した。

第 3 節 泥岩の各種載荷条件下における強度－変形特性

本節ではインタクト供試体を対象として実施した圧密非排水、排水試験、圧密非排水クリープ試験ならびに振動載荷試験結果について述べる。

3 - 1 種々なひずみ速度下での圧密非排水試験における強度－変形特性

一定ひずみ速度下での圧密非排水試験結果について以下に述べる。本試験で採用した初期有効拘束圧 σ'_{30} は 3, 6, 10, 30, 60 kg f/cm^2 であり、ひずみ速度は 10, 0.1, 0.001 $\%$ /min である。各試験で得られた主な結果を表 4 - 2 に示した。

表 4 - 2 定ひずみ速度試験結果（非排水条件）

σ'_{30} (kgf/cm ²)	$\dot{\epsilon}$ (%/min)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f^*$ (kgf/cm ²)	u_f^{**} (kgf/cm ²)	ϵ_f^{**} (%)	E_{50}^{***} $\times 10^3$ (kgf/cm ²)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_r^{****}$ (kgf/cm ²)	u_r^{*****} (kgf/cm ²)
3	1 0	3 0.3	2.5 9 7	0.7 6 9	5.4 1	1 3.9	-0.9 8
	0.1	2 7.3	2.5 9 7	0.7 5 3	5.2 5	1 4.2	0.0 0
	0.0 0 1	2 2.4	1.9 4 1	0.6 5 3	5.4 5	1 4.0	-0.0 6
6	1 0	3 1.6	5.0 6 9	0.8 7 6	6.3 2	1 8.9	1.6 1
	0.1	2 9.6	4.8 4 9	0.7 8 5	7.0 6	1 7.6	2.4 6
	0.0 0 1	2 4.6	4.9 9 9	0.8 1 4	5.3 5	1 1.3	2.7 9
1 0	1 0	3 4.8	7.8 7 1	0.9 2 7	5.1 1	1 9.4	7.0 0
	0.1	2 9.9	8.1 2 0	0.6 0 1	5.9 6	1 6.5	5.5 3
	0.0 0 1	2 3.2	6.4 0 0	0.8 0 4	6.1 0	1 3.1	4.9 8
3 0	1 0	4 1.5	1 8.3 8 8	1.6 3 1	6.2 9	2 3.7	2 3.8 4
	0.1	2 9.7	2 0.7 2 0	1.5 5 9	6.1 9	1 7.8	2 6.8 1
	0.0 0 1	2 5.5	2 1.4 0 0	1.4 2 7	5.7 9	1 4.1	2 7.8 7
6 0	1 0	5 0.0	2 5.4 1 2	3.7 6 8	6.2 5	3 5.1	3 3.6 7
	0.1	4 5.6	3 8.9 1 5	3.8 7 9	6.3 2	3 8.1	4 7.6 8
	0.0 0 1	2 8.1	3 3.8 4 6	5.6 9 0	2.0 1	2 5.4	3 6.1 5

* 最大強度

** 最大強度発揮時の間げき水圧，軸ひずみ

*** 変形係数

**** 残留強度

***** 残留強度発揮時の間げき水圧

3 - 1 - 1 軸差応力－間げき水圧－軸ひずみ関係に及ぼす拘束圧の影響

図 4 - 4 に試験結果の一例を示す。図は，軸差応力（ $\sigma_1 - \sigma_3$ ）および間げき水圧 u と軸ひずみ ϵ_1 の関係を示したものであり，0.1%/min のひずみ速度下で得られたものである。この図から以下の点が指摘できる。

- (1) σ'_{30} が 1 0 kg f / cm² 以下の比較的低い拘束圧下では最大強度に至るまでの変形は弾性的傾向が強く，ほぼ直線的な応力～ひずみ曲線を示す。最大強度に到達すると変形は急激に

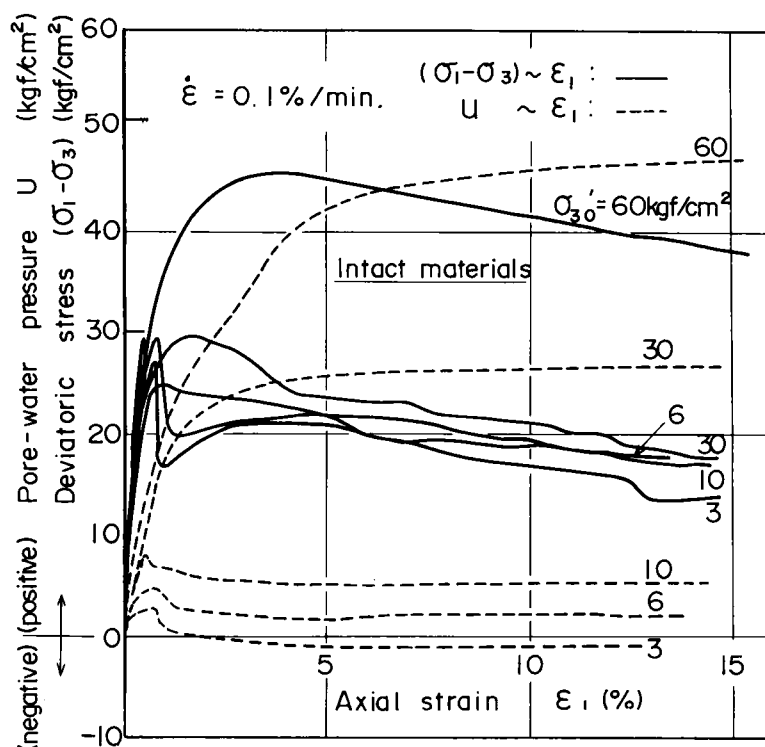


図 4 - 4 応力～ひずみ～間隙水圧関係 ($\dot{\epsilon} = 0.1 \% / \text{min}$)

進み、比較的小さなひずみ量で残留強度へ到達する傾向にある。最大強度は幾分拘束圧依存性を示すが、拘束圧の増加に伴う強度の増加はそれほど大きなものではない。また、最大強度発揮時点でのひずみ量は 1 % 前後であり、この値は拘束圧に依存しないものとみてよい。

- (2) σ'_{30} が 30 kgf/cm² 以上の拘束圧下では、低拘束圧条件下でみられた顕著なひずみ軟化特性は示さず、最大強度が表われた後、徐々に軟化していく傾向にある。また、最大強度前においてもその応力～ひずみ曲線には大きな非線型性状が示されており、最大強度発揮時点でのひずみ量は拘束圧が高いほど大きい。
- (3) 間隙水圧の発生傾向に関しても拘束圧の依存性が認められる。すなわち、 σ'_{30} が 30 kgf/cm² 以下の拘束圧下では間げき水圧は最大強度発揮付近で最大値を示し、その後ひずみ軟化に伴い徐々に低下していく傾向にある。一方、 σ'_{30} が 30 kgf/cm² 以上の拘束圧下では間げき水圧は軸差応力が低下するにもかかわらず上昇していく傾向にある。
- (4) 10～15 % 程度の軸ひずみ状態では、軸差応力も間げき水圧も一定で軸ひずみのみが進行する残留状態がいずれの拘束圧下においてもみられる。

3-1-2 軸差応力-間げき水圧-軸ひずみ関係に及ぼすひずみ速度の影響

図4-4～図4-6に各ひずみ速度下で得られた応力～ひずみ関係を示す。これらの図より以下の点が指摘できる。

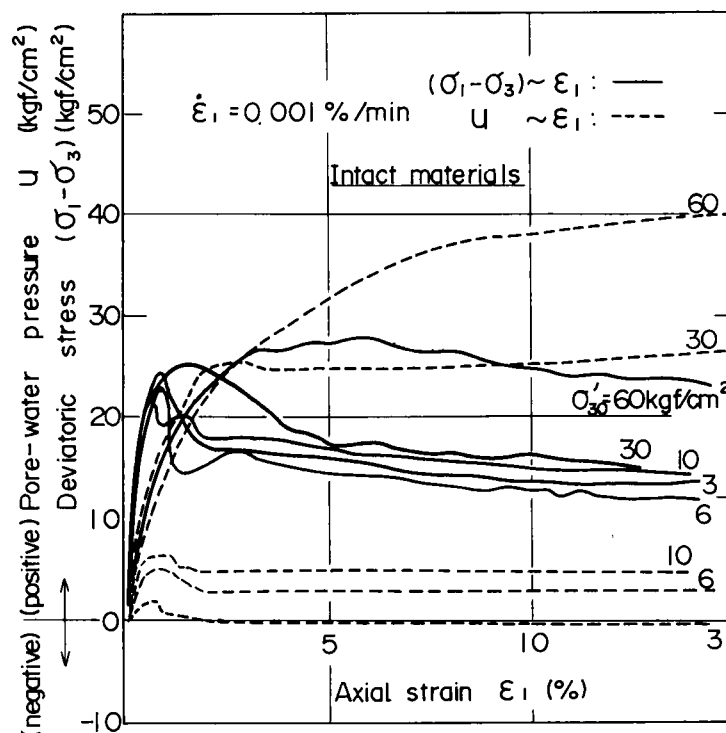


図4-5 応力～ひずみ～間隙水圧関係 ($\dot{\epsilon}_1 = 0.001 \%/\text{min}$)

- (1) ひずみ速度が小さくなると最大強度は低下する傾向にある。残留強度も同様の傾向にあるが、最大強度ほどの低下はみられない。
- (2) ひずみ速度が小さくなると、応力～ひずみ曲線はより延性的な傾向を示すようになる。これは特に σ'_{30} が 30 kgf/cm^2 以上でより顕著にみられる。
- (3) 間げき水圧の発生傾向はひずみ速度に依存せず、同一の拘束圧条件下ではほぼ同様な挙動を示す。

3-1-3 有効応力径路

各拘束圧下における有効応力径路を ($\sigma'_m, \sigma_1 - \sigma_3$) を座標軸とする応力平面上にひずみ速度をパラメータとして示したのが図4-7～図4-11である。また、図4-12には $\dot{\epsilon} = 10 \%/\text{min}$ 時における有効応力径路を一つの図面上にプロットしたものを示す。以上の図

で(●)で示したのは残留状態での応力値を示したものである。これらの図から以下の点が指摘できる。

(1) σ'_{30} が 30 kg f/cm^2

以下の拘束圧下では過圧密粘土と類似の傾向を示すことが明らかであるが、 $\sigma'_{30} = 3 \text{ kg f/cm}^2$ においては有効応力径路に与えるひずみ速度の影響は少なく全応力径路に近似した応力径路を示す。一方、

σ'_{30} が $6, 10 \text{ kg f/cm}^2$

の場合、最大強度に到達するまでの有効応力径路をみるとひずみ速度による影響を受け、それが小さいほどせん断初期には有効応力径路に直交する、すなわち弾性的な傾向の強いことが伺える。

(2) σ'_{30} が 30 kg f/cm^2 以上の拘束圧下では、正規圧密粘土と同様な有効応力径路を示し、かつ明瞭なひずみ速度依存性が認められる。すなわち、ひずみ速度が大きい程、同一軸差応力のもとでの過剰間げき水圧の発生量は小さい。

(3) 図 4-12 に示した様に最大ならびに残留強度に対する破壊線は

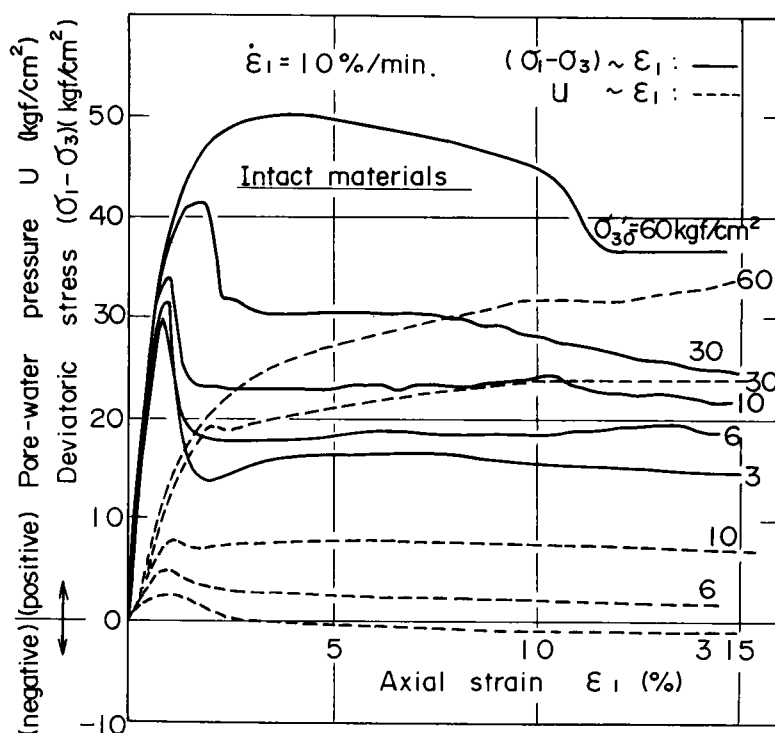


図 4-6 応力～ひずみ～間隙水圧関係 ($\dot{\epsilon} = 10\%/min$)

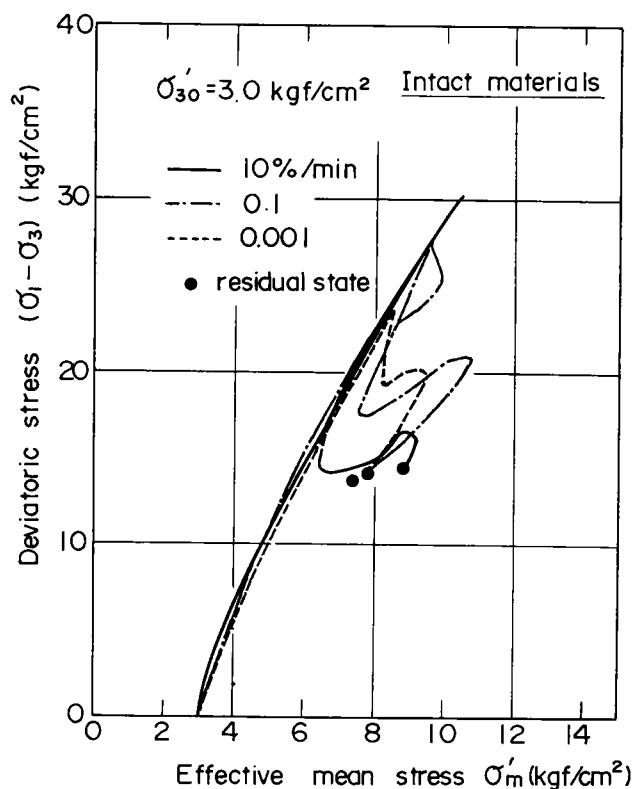


図 4-7 有効応力径路 ($\sigma'_{30} = 3 \text{ kg f/cm}^2$)

(σ'_m , $\sigma_1 - \sigma_3$) 座標軸上で直線とはならない。

3-2 圧密排水試験における

強度-変形特性

0.001%/min の一定ひずみ速度下における圧密排水試験結果について以下に述べる。本試験は初期有効拘束圧 σ'_{30} が 3, 6, 10, 30, 60 kg f/cm^2 の下で行ったものであり、主な試験結果を表 4-3 に示す。

軸差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$) および体積ひずみ v と偏差ひずみ $e_1 (= \epsilon_1 - v/3)$ の関係を図 4-13 に示す。先に述べた過圧密領域である $\sigma'_{30} < 30 \text{ kg f/cm}^2$ では明瞭な最大強度を有するひずみ軟化挙動を示し、一定の残留応力状態へと接近

する。ただし、軟化の度合いは $\sigma'_{30} = 3 \text{ kg f/cm}^2$ を除いて圧密非排水試験でみられた程顕著なものではない。一方、 σ'_{30} が 30 kg f/cm^2 以上では、拘束圧が大きい程、低い軸差応力で明瞭な降伏点が現われ、その後顕著なひずみ硬化を呈することがわかる。体積変化をみると初期有効拘束圧の大きさに関わらずすべて圧縮側へ変形する傾向を示

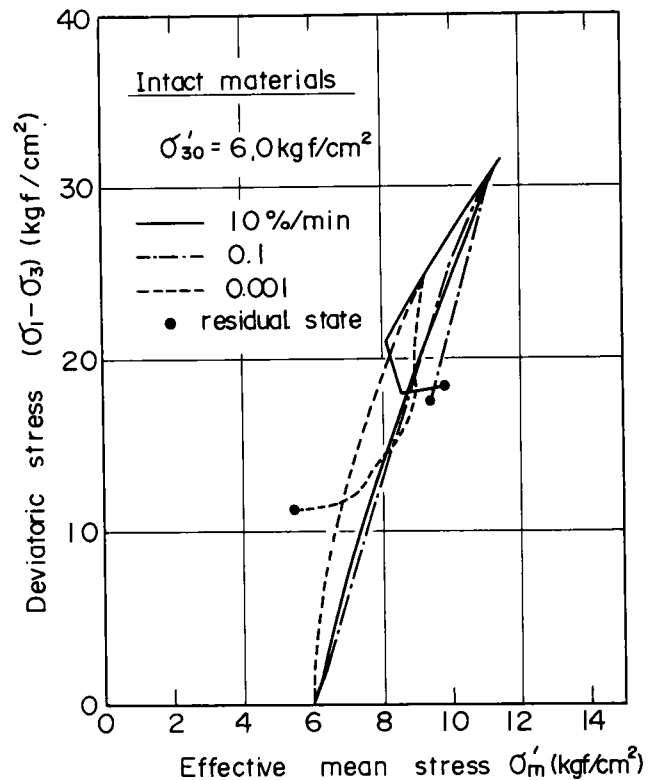


図 4-8 有効応力径路 ($\sigma'_{30} = 6.0 \text{ kg f/cm}^2$)

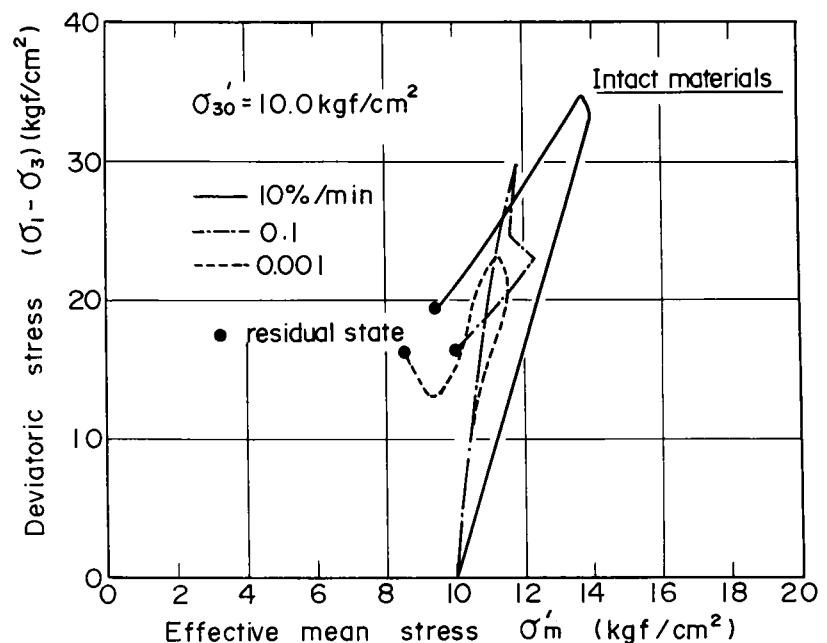


図 4-9 有効応力径路 ($\sigma'_{30} = 10 \text{ kg f/cm}^2$)

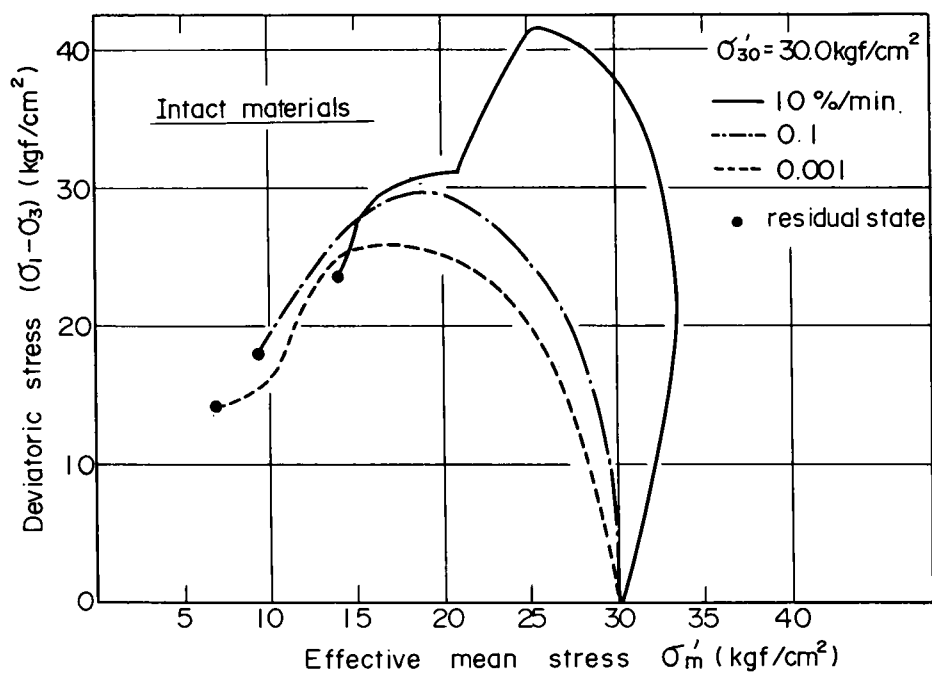


图 4 - 1 0 有效应力径路 ($\sigma'_{30} = 30.0 \text{ kg f/cm}^2$)

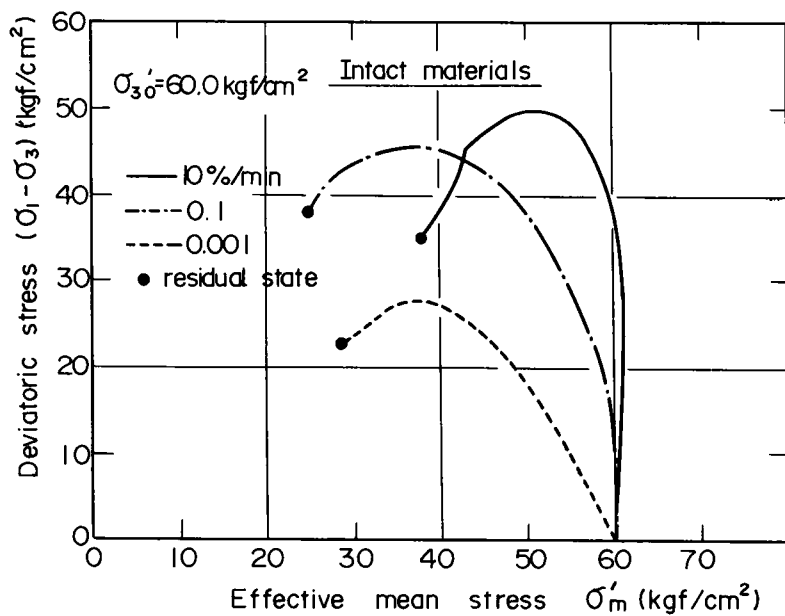


图 4 - 1 1 有效应力径路 ($\sigma'_{30} = 60.0 \text{ kg f/cm}^2$)

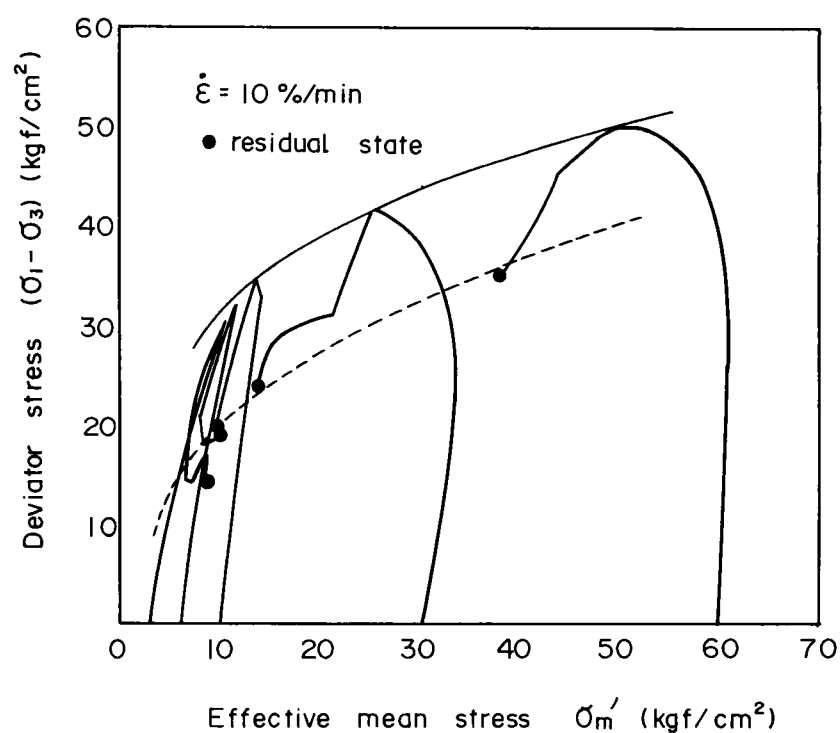


図 4 - 1 2 ひずみ速度 $\dot{\epsilon} = 10 \% / \text{min}$ での有効応力経路

表 4 - 3 定ひずみ速度試験結果 (排水条件)

σ'_3 (kgf/cm ²)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ (kgf/cm ²)	$(\Delta V/V)_f^*$ (%)	ϵ_f^* (%)	E_{50}^{**} (kgf/cm ²)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_r$ (kgf/cm ²)	$(\Delta V/V)_r^{***}$ (%)
3	24.19	0.969	0.963	5500	11.05	0.887
6	25.68	0.816	1.390	5840	19.59	2.132
10	25.99	8.916	18.630	4190	25.89	9.123
30	46.12	17.576	20.000	300	46.12	17.576
60	106.60	14.900	20.000	666	106.60	14.900

注) $\sigma'_{30} = 30, 60 \text{ kgf/cm}^2$ については, 最大強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ = 残留強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_r$ とした。残留強度はすべて $\epsilon_1 = 20\%$ に対して求めた。

* 最大強度発揮時の体積ひずみと軸ひずみ

** 変形係数

*** 残留強度発揮時の体積ひずみ

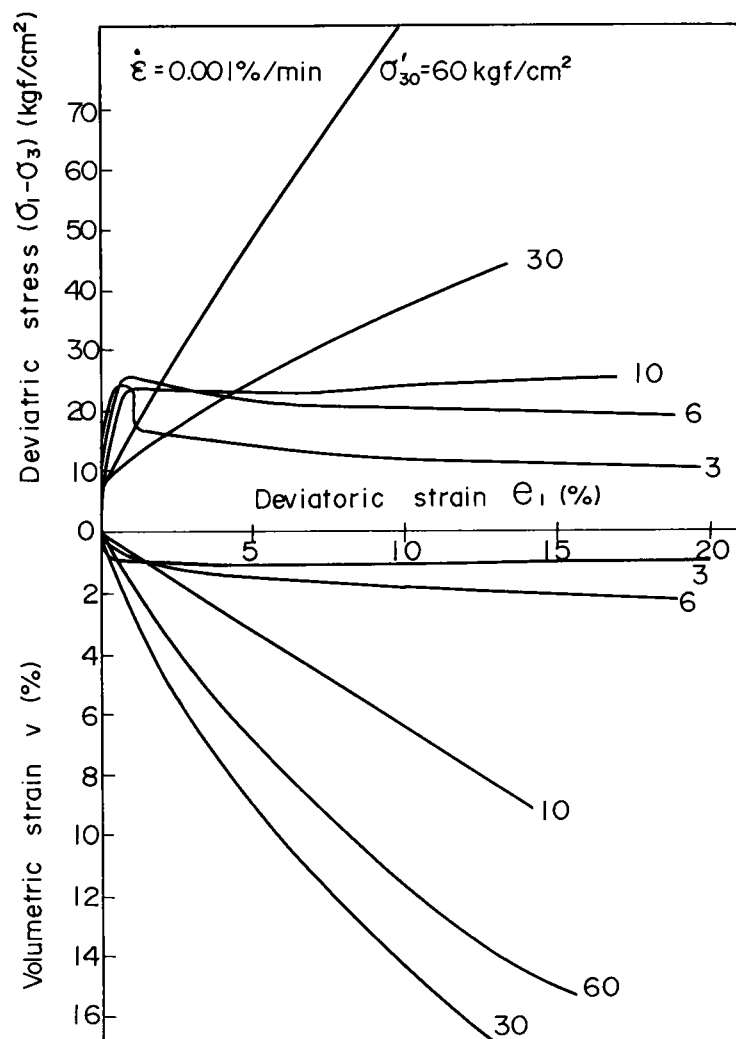


図 4 - 1 3 軸差応力～偏差ひずみ～体積ひずみ関係

しており、 $\sigma'_{30} = 3 \text{ kgf/cm}^2$ の場合においてのみ一旦収縮した後、幾分かの膨脹を示しているに過ぎない。この体積変化傾向は、例えば赤井らが示した多孔質凝灰岩のそれとは著しく異なるものである。

3-3 クリープ特性

3-3-1 クリープ変形

圧密非排水条件下でクリープ試験を実施した。試験条件および主な試験結果を表 4-4 に示す。

表 4-4 圧密非排水クリープ試験結果

σ'_{30} (kgf/cm ²)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_s^*$ (kgf/cm ²)	$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_s}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}$ (%)	測定時間 h : 時間 m : 分	弾性ひずみ ϵ_e (%)		最終測定 ひずみ ϵ_t (%)
				2 sec の値	ひずみ速度 による	
3.0	19.1	70	480 h	0.538	0.583	0.837
	21.8	80	37 h	0.492	0.546	破 壊
	24.6	90	7 m	0.620	0.598	破 壊
6.0	5.9	20	605 h	0.111	0.121	0.143
	11.8	40	605 h	0.187	0.199	0.283
	17.7	60	530 h	0.340	0.361	0.487
	20.7	70	139 h	0.513	0.546	破 壊
	23.6	80	18 h	0.496	0.550	破 壊
	26.6	90	13 m	0.614	0.709	破 壊
10.0	20.7	70	668 h	0.344	0.372	0.760
	23.7	80	27 h	0.428	0.463	破 壊
	26.6	90	3 h 10 m	0.640	0.638	破 壊
30.0	21.2	70	667 h	0.299	0.326	1.275
	24.2	80	10 h	0.569	0.655	破 壊
	27.3	90	1 h 15 m	0.661	0.794	破 壊
60.0	31.9	70	648 h	0.780	0.890	3.558
	36.5	80	500 h	0.868	1.002	8.787
	41.0	90	171 h	1.498	1.663	破 壊

* 作用軸差応力

図 4-14 (a) および (b) は実験結果の一例として軸ひずみ ϵ_1 と時間 t の関係を片対数紙上にプロットしたものである。図によれば圧密非排水試験により得られた最大強度 (0.1 %/min) の 70 % 以下の軸差応力下では ϵ_1 と $\log t$ の関係はほぼ直線的であるが、それ以上の軸差応力のもとではある時間経過後にクリープ破壊に至っている。クリープ破壊が生じる時間はいずれの拘束圧下でも軸差応力が大きい程短い。 $\epsilon_1 \sim \log t$ 関係が直線から遊離して変形が急増する際の軸ひずみは、 $\sigma'_{30} = 6 \text{ kgf/cm}^2$ の場合は 0.8 % 前後、一方 30 kgf/cm^2 の場合は 2 % 前後であり、本章 3-1, 3-2 で述べたのと同様拘束圧の増大により泥岩は延性的になるも

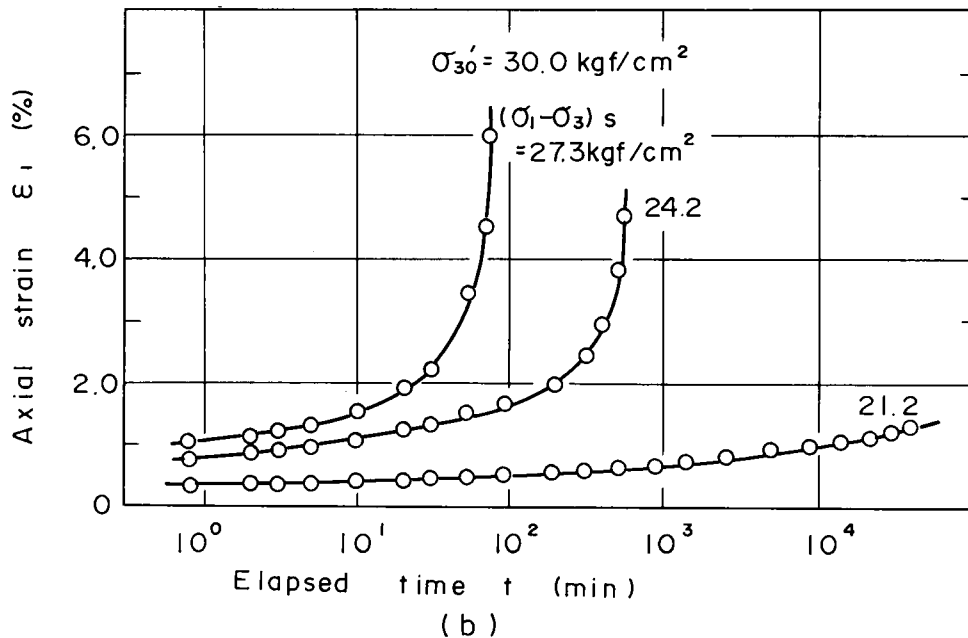
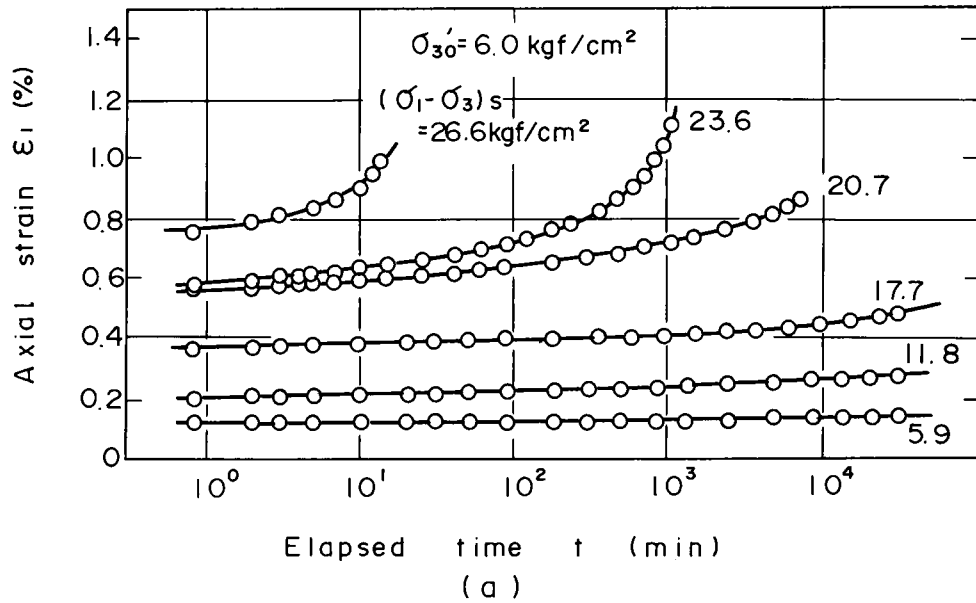
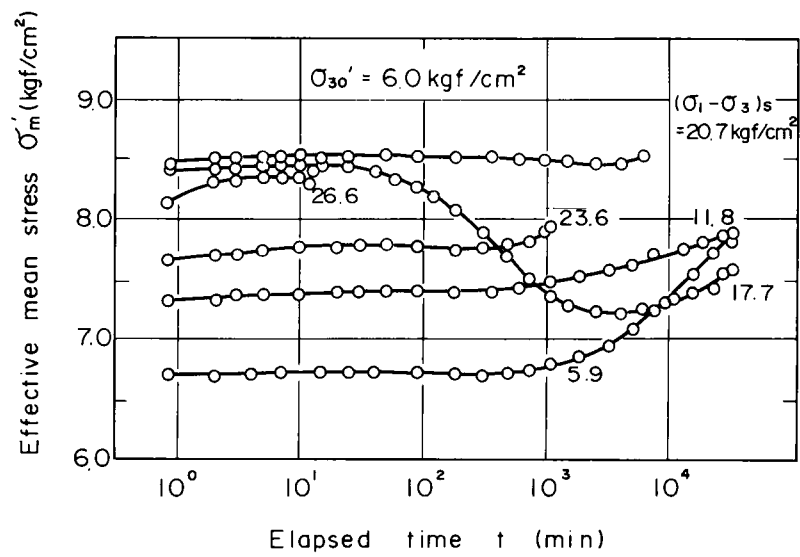


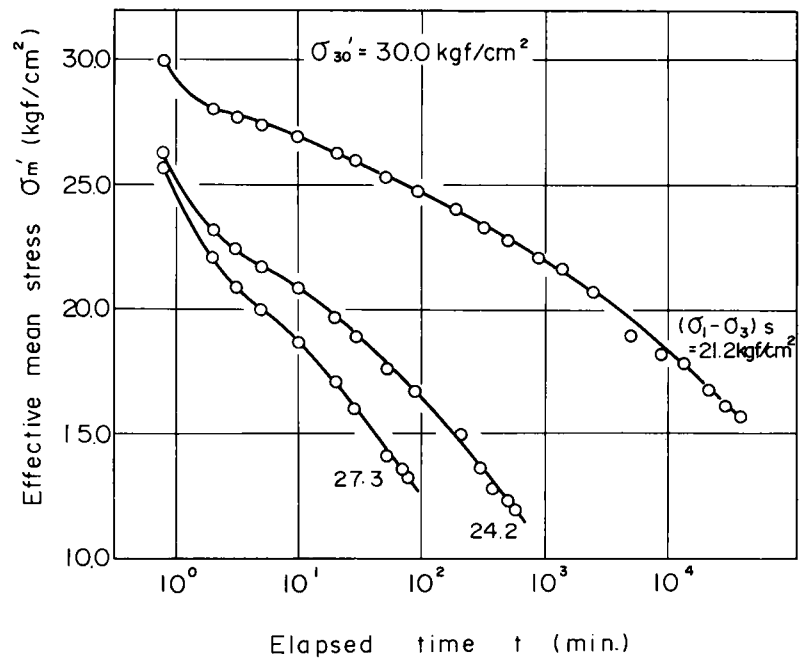
図 4 - 1 4 軸ひずみ～経過時間関係 ($\sigma'_{30} = 6, 30 \text{ kgf/cm}^2$)

のと言える。また、上記したひずみ量は軸差応力の大きさにはほとんど依存しないものと言ってよい。

図 4 - 1 5 (a) および (b) には同様の応力条件下における有効平均応力 σ'_m と時間 t の関係を片対数紙上に示した。 $\sigma'_{30} = 6 \text{ kgf/cm}^2$ の場合をみると、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_s = 17.7 \text{ kgf/cm}^2$ でみられる異常な間げき水圧挙動を除けばすべて時間の経過に伴ない有効平均応力は増加（間げき水圧は減少）するのに対し、 30 kgf/cm^2 ではいずれの軸差応力下でも顕著な減少を示し、過圧密および正規圧密に対応した挙動を示していることがわかる。また、 $\sigma'_{30} = 6 \text{ kgf/cm}^2$ の場合、



(a)



(b)

図 4 - 1 5 有効平均応力～経過時間関係 ($\sigma'_{30} = 6, 30$ kg f / cm²)

載荷後のある一定期間、有効平均応力の経時変化がほとんどみられない状態があるが、30 kg f / cm² の場合をみると有効平均応力は載荷期間中、 $\log t$ に比例してほぼ直線的に減少することが特徴的である。

図 4 - 1 6 には、 $\sigma'_{30} = 6$ kg f / cm² の場合を例にとり軸ひずみ速度と経過時間の関係を両対数紙上に示した。 $(\sigma_1 - \sigma_3)_s / (\sigma_1 - \sigma_3)_i < 70\%$ の軸差応力状態でのクリープ時における

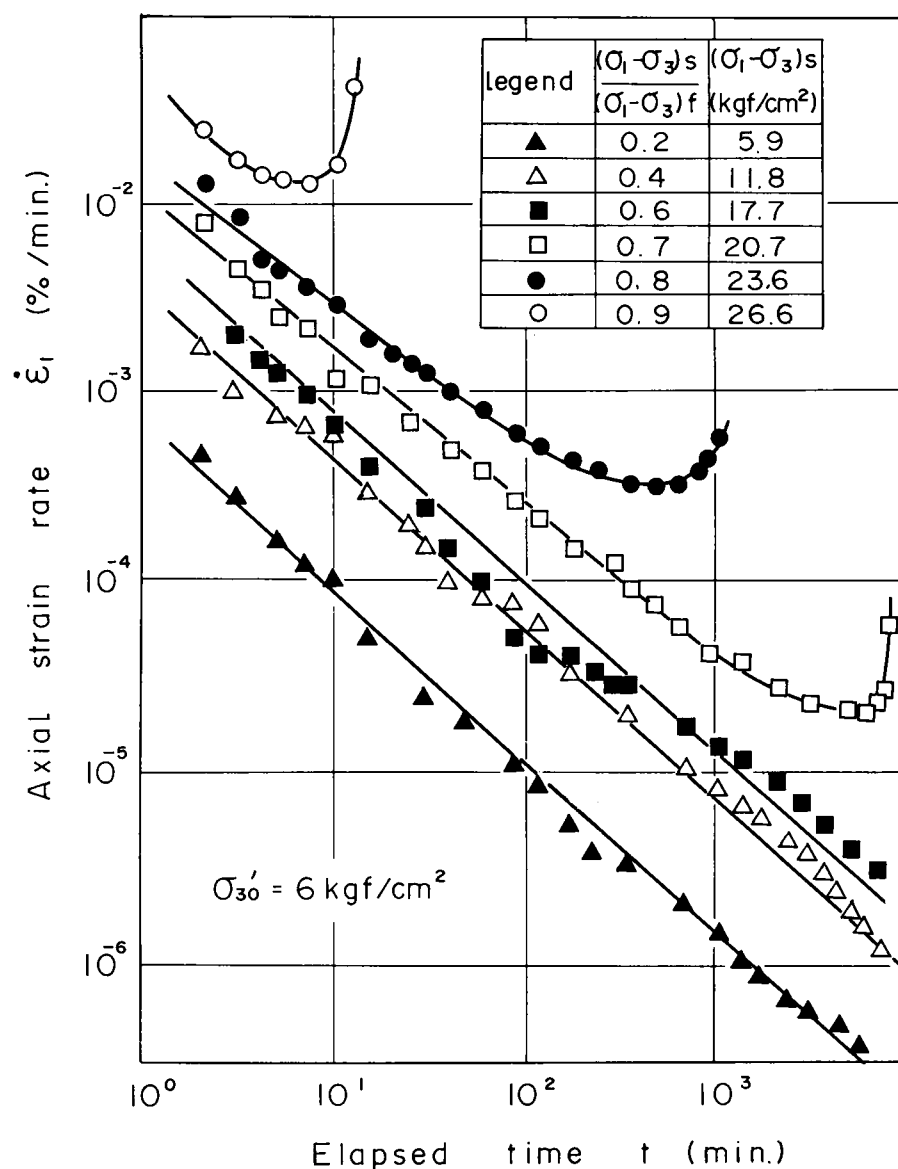


図 4 - 1 6 軸ひずみ速度の時間変化 ($\sigma'_{30} = 6 \text{ kgf/cm}^2$)

軸ひずみ速度は時間の経過に伴ない直線的に減少する傾向にあり、その勾配は軸差応力の大きさに依存せずほぼ一定値を示す。その値としては 0.93 が得られる。この値はロンドン粘土の 0.93、多孔質凝灰岩の 0.95 と極めて近い値である。一方、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_s / (\sigma_1 - \sigma_3)_r \geq 70\%$ の軸差応力のもとではクリープ破壊に至っているが、クリープ破壊へ至る過程は軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1$ が時間と共に減少する 1 次（遷移）クリープ状態、 $\dot{\epsilon}_1$ がほぼ一定値（最小値）を示す 2 次（定常）クリープ状態、および $\dot{\epsilon}_1$ が急増する 3 次（加速）クリープ状態に明確に区分できることが示されている。

3-3-2 クリープ破壊

クリープ破壊へ至った場合の実験結果から最小クリープひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{min}$ を読みとり、作用軸差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$) との関係を示したのが図 4-17 である。本関係は Prager あるいは Perzyna の粘塑性理論⁸⁶⁾ を適用して時間依存性を示す材料の構成式を誘導する際用いられるものである。図に示される通り、各拘束圧ごとにほぼ直線関係が近似的に成立しているものとみてよい。また、拘束圧が小さいほど同一軸差応力下での最小クリープひずみ速度は大きな値を示していることが伺われるが非排水クリープ時には初期拘束圧の大きさに応じて有効平均応力が時間とともに幾分変動する。したがって、本関係における拘束圧依存性を統一的に解釈しようとするならば有効応力の観点から議論されねばならないが、この点については第 4 節で述べることにする。

他方、最小クリープひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{min}$ とクリープ破壊時間 t_r との関係を両対数紙上にプロットしたのが図 4-18 である。本関係は 斉藤・上沢⁸⁷⁾ により提案された斜面のスベリ破壊に対する予測式の基本をなすものであり、用いた泥岩に対しては最小クリープひずみ

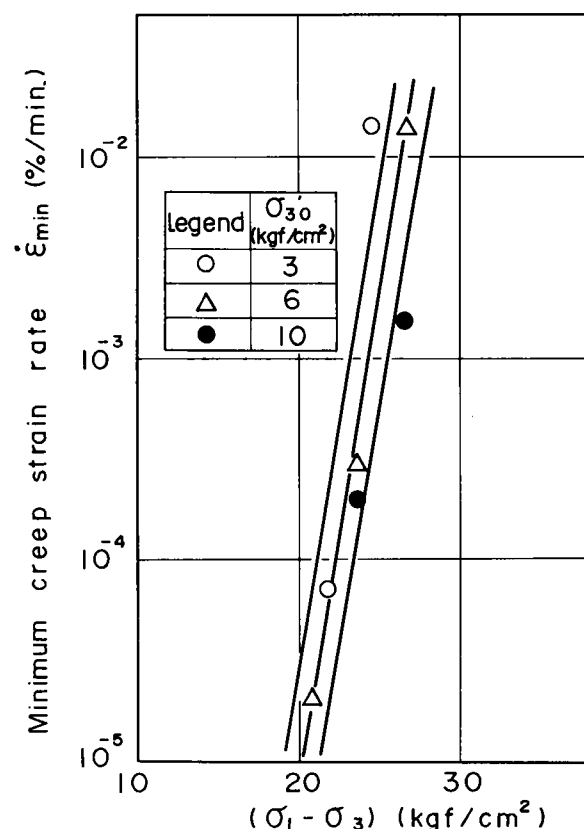


図 4-17 圧密非排水クリープ試験時における最小クリープひずみ速度と軸差応力の関係

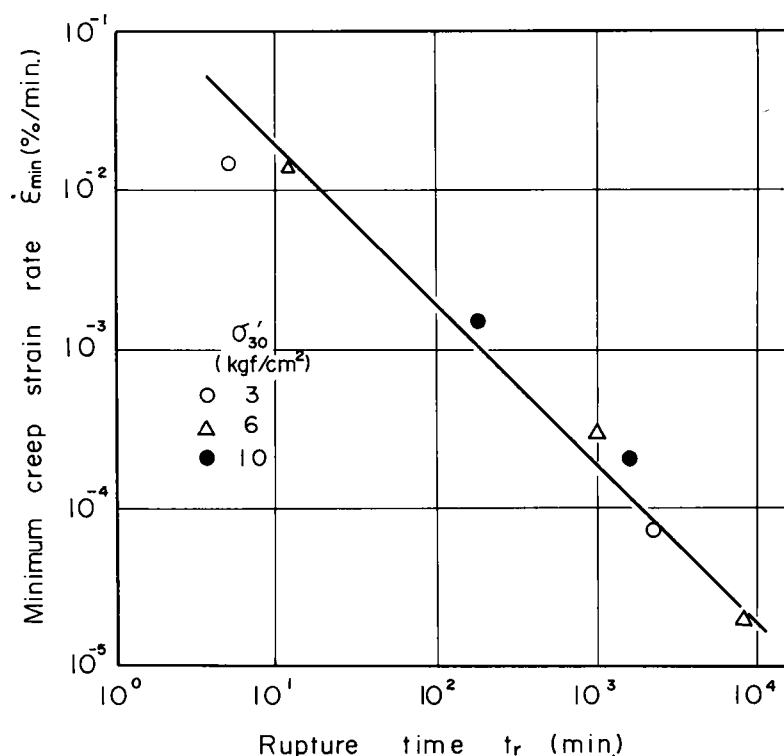


図 4-18 最小ひずみ速度と破壊時間の関係

速度と破壊時間の関係はほぼ反比例の関係にあることが示されている。すなわち、次式でこれらの関係を定式化できる。

$$\dot{\epsilon}_{min} \cdot t_r = C \quad (4-1)$$

ここに、 C は定数であり、本泥岩に対しては 1.91×10^{-3} と算出された。この値は、多孔質凝灰岩に対して赤井・足立・西⁷⁶⁾が得た値 (4.96×10^{-3}) と比較して小さな値となっている。

3-4 振動載荷試験における強度-変形特性

圧密非排水条件下で振動載荷試験を実施した。試験は有効拘束圧が $3 \sim 60 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲で行い、周波数は 0.5 Hz を主体としたが、強度に及ぼす周波数の影響をみるために $0.1 \sim 3.0 \text{ Hz}$ の試験条件でも行った。また、ここで述べる試験はすべて応力振幅一定下で行ったものである。

3-4-1 破壊の定義

振動載荷時の強度特性を調べる場合には、まず破壊をどのように定義するかが問題となる。飽和した砂のように液状化という明確な破壊を定義できる場合を除いては、振動載荷時における

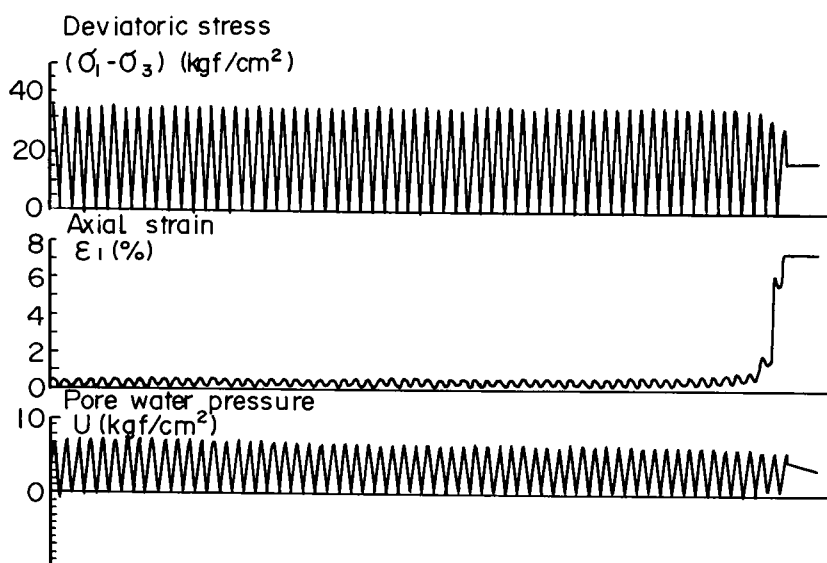


図4-19 軸差応力、軸ひずみおよび間げき水圧の時刻歴変動
($\sigma'_{30} = 6 \text{ kgf/cm}^2$, $(\sigma_1 - \sigma_3)_0 = 18 \text{ kgf/cm}^2$)

る強度の定義は未だ不明確であり、粘性土の場合のように載荷により発生するひずみ量が所定の値に到達した時に破壊とみなす方法も採用されつつある。

それでは泥岩のように比較的低拘束圧下で脆性的な挙動を示す材料の強度はどのように決定すべきであろうか。この点を明らかにするために、初期有効拘束圧が 6 kg f / cm^2 、 30 kg f / cm^2 、および 60 kg f / cm^2 の場合を例にとり、軸差応力、軸ひずみおよび間げき水圧の経時変化を示したのが図4-19～図4-21である。図をみると明らかなように、拘束圧の大きさに関わらず繰返し回数の増加に伴ない軸ひずみは徐々に累積するが、 $\sigma'_{30} \leq 30 \text{ kg f / cm}^2$ での挙動と $\sigma'_{30} = 60 \text{ kg f / cm}^2$ の場合とでは破壊のし方に差異がみられる。すなわち、 $\sigma'_{30} = 6, 30 \text{ kg f / cm}^2$ の場合は、あるひずみ量に到達（ $\sigma'_{30} = 6 \text{ kg f / cm}^2$ の場合は約1%，一方 30 kg f / cm^2 の場合は約2%）すると急激にひずみが増大し所定の応力振幅を保持できず破壊に至ることが示されているが、 $\sigma'_{30} = 60 \text{ kg f / cm}^2$ の場合は軸ひずみが10%に到達しても供試体はせん断抵抗を示している。また、間げき水圧も圧密非排水クリープ試験でみられたように、 $\sigma'_{30} = 6 \text{ kg f / cm}^2$ の場合は繰返し回数の増大に伴ない幾分低下する傾向にあること、一方 $\sigma'_{30} = 30, 60 \text{ kg f / cm}^2$ の場合は逆に上昇する傾向にあることが知られる。

上記した破壊特性から、 $\sigma'_{30} \leq 30 \text{ kg f / cm}^2$ の拘束圧下では、振動載荷により軸ひずみの累積が生じるが、破壊そのものはある繰返し回数のもとで急激に発生し、その時の応力・ひずみ状態で泥岩の強度を定義づけることができる。一方、 $\sigma'_{30} = 60 \text{ kg f / cm}^2$ の場合、本章3-1

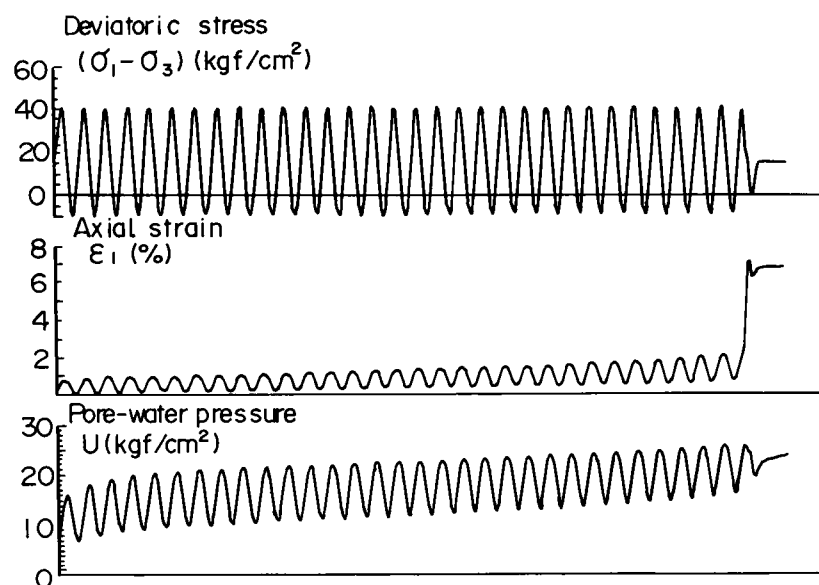


図4-20 軸差応力、軸ひずみ、間げき水圧の時刻歴変動
 $(\sigma'_{30} = 30 \text{ kg f / cm}^2, (\sigma_1 - \sigma_3)_0 = 15.8 \text{ kg f / cm}^2)$

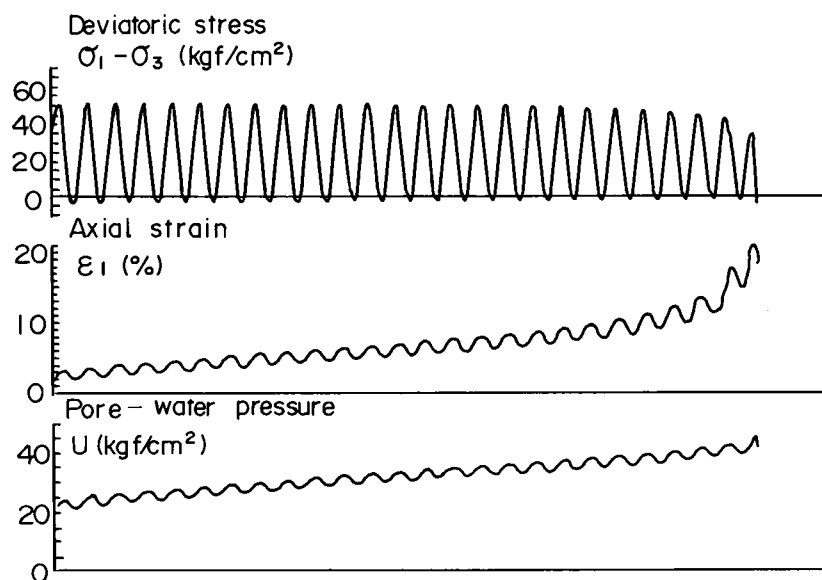


図 4 - 2 1 軸差応力，軸ひずみおよび間げき水圧の時刻歴変動
 $(\sigma'_{30} = 60 \text{ kg f / cm}^2, (\sigma_1 - \sigma_3)_0 = 18.0 \text{ kg f / cm}^2)$

で述べた圧密非排水試験結果にもとづき，最大強度発揮時点でのひずみ量（5 %）をもって振動載荷時における強度と定義づける。

3 - 4 - 2 強度に及ぼす周波数の影響

3 - 4 - 1 で定義した強度の周波数依存性に対する影響を検討するために，初期有効拘束圧 σ'_{30} が 6 kg f / cm^2 ，初期軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_0$ が 20 kg f / cm^2 のもとで，0.1，0.5，1.0 および 3.0 Hz の周波数を採用して試験を実施した。

図 4 - 2 2 に，周波数をパラメータとし，強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ と表示）と繰返し回数 N の関係を示す。図中には，圧密非排水圧縮試験 $(\dot{\epsilon} = 0.1 \% / \text{min})$ から得られた最大強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ を破線で示してある。図によれば，いずれの周波数下でも強度は繰返し回数の増大に伴ない低下する傾向にあるが，0.1 Hz で得られた強度は他の強度と比較して幾分小さな値を示しているのが認められる。一方，0.5 ~ 3.0 Hz の間においては顕著な差はみられない。すなわち，この程度の周波数範囲では強度に及ぼす周波数の影響はほとんどないものと言ってよい。ところで，本章 3 - 1 で述べた実験結果によると最大強度に対してひずみ速度依存性が示された。今，各拘束圧下で得られた最大強度とひずみ速度の関係を示すと，図 4 - 2 3 を得る。強

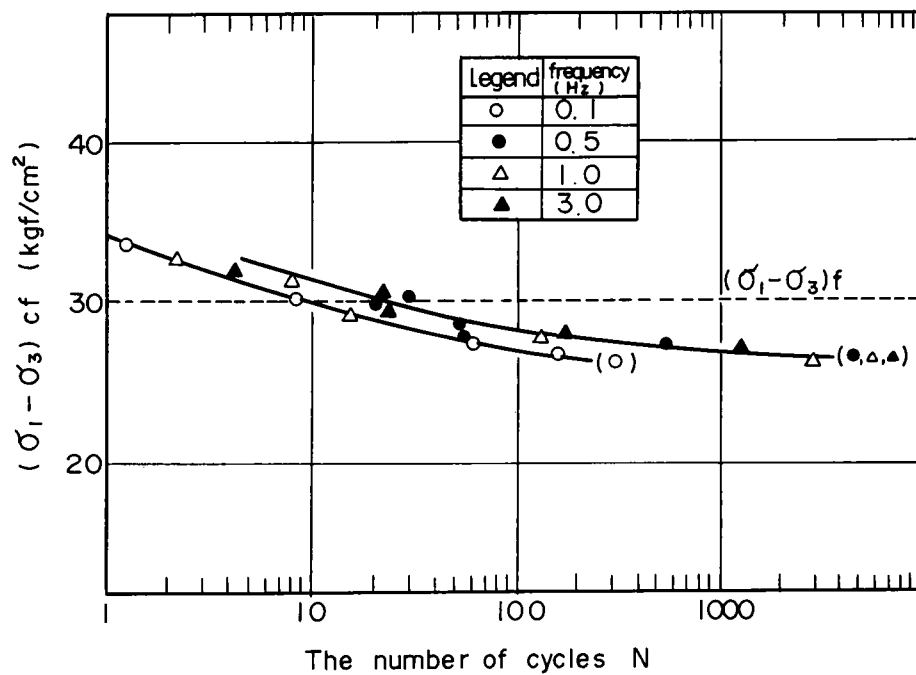


図 4 - 2 2 周波数をパラメータにした強度と繰返し回数の関係

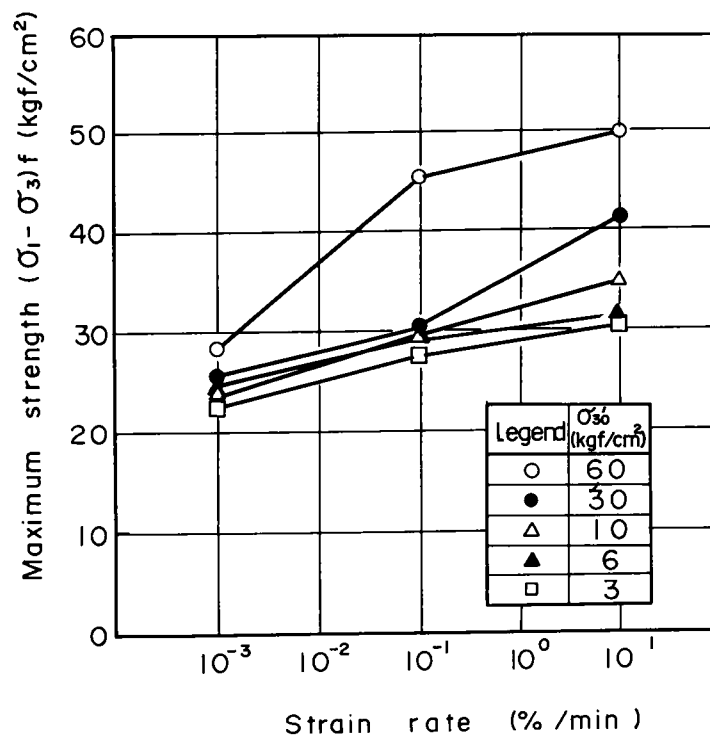


図 4 - 2 3 最大強度とひずみ速度の関係

度のひずみ速度依存性については次節で考察を加えるが、ここで取り上げた $\sigma'_{30} = 6 \text{ kg f / cm}^2$ の場合に着目し、図中に示した実線により最大強度とひずみ速度の関係を表わすと、

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = 30.25 + 2.05 \times \log \dot{\epsilon} \quad (4-2)$$

となる。応力制御による振動載荷試験と一定ひずみ速度試験を同一視して議論することはできないが、後述するように破壊時ひずみ ϵ_f は載荷条件によらずほぼ一定値（0.8%）として与えられる点を考慮して、試験時の周波数 f から $N = 1/4$ 波（単調載荷試験に相当）に要する時間 t を求め、 ϵ_f / t よりひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ に換算すると $f = 0.1, 0.5, 1.0$ および 3.0 Hz に対する $\dot{\epsilon}$ として 19.2, 96.0, 192.0 および 576.0 %/min が得られる。0.1 Hz の場合を考えると、式（4-2）へ $\dot{\epsilon} = 19.2 \text{ %/min}$ を代入して $N = 1/4$ での強度を求めると、32.9 kg f / cm² が算出される。同様に、各周波数下での $N = 1/4$ に対する強度を求め、0.1 Hz での強度でそれぞれの強度を除すと、 $f = 0.5, 1.0$ および 3.0 Hz のそれぞれに対し、1.04, 1.06 および 1.09 が得られる。すなわち、0.1 Hz での強度と 10 Hz での強度は高々 10% 程度の違いを示すのみであり、図 4-22 に示した実験結果は、一定ひずみ速度試験で得られた最大強度のひずみ速度依存性と矛盾しないことが知られる。

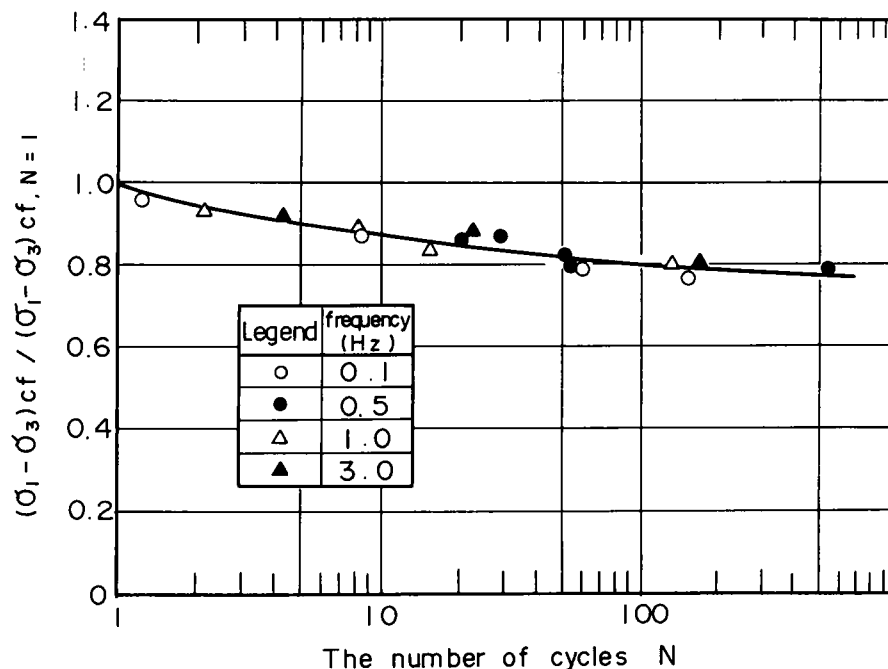


図 4-24 周波数をパラメータにした応力比（N 回目の強度 / 1 回目の強度）と繰返し回数の関係

一方、図4-24には $N=1$ 波目での強度を用いて N 波目における強度を除した値と繰返し回数 N の関係を示した。図によれば、 $N=1$ 波目の強度に対する比と N の関係は周波数によらず一本の曲線で表示でき、繰返し回数の増加に伴う強度低下の割合は周波数に依存しないものと言える。

3-4-3 強度に及ぼす拘束圧と初期軸差応力の影響

振動載荷における強度と繰返し回数の関係に及ぼす有効拘束圧 σ'_{30} と初期軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_0$ の関係を検討するために、 $\sigma'_{30} = 3, 6, 10, 30$ および 60 kgf/cm^2 の拘束圧下で軸差応力を非排水条件下で負荷し、振動載荷試験を実施した。採用した周波数は 0.5 Hz である。

図4-25～図4-29は、強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_c$ と繰返し回数の関係を片対数紙上で整理したものである。各図中には、圧密非排水三軸圧縮試験 $(0.1\%/min)$ で得られた最大強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ を破線で示した。図によれば、いずれの拘束圧下においても振動載荷による強度は、初期軸差応力依存性を示し、初期軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_0$ が大きいほど強度は大きい。が、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_0$ の増加によりその依存性は小さくなっていくこと、ならびにひずみ速度効果によりもたらされる繰返し回数の少ない範囲での強度の増加は、繰返し回数の増大によって消滅していき、徐々に強度は低下する傾向にあることが示されている。

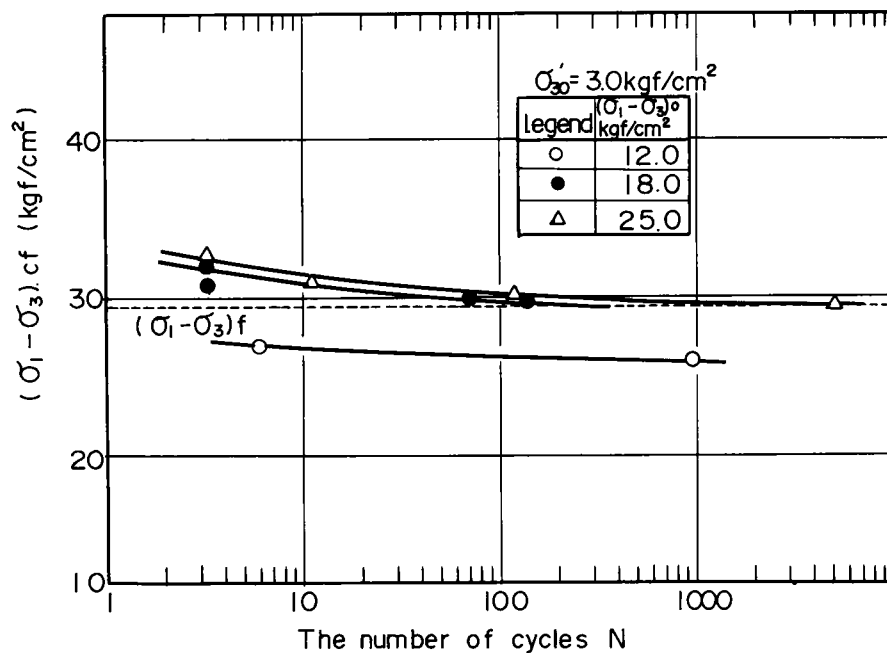


図4-25 強度と繰返し回数の関係 ($\sigma'_{30} = 3.0 \text{ kgf/cm}^2$)

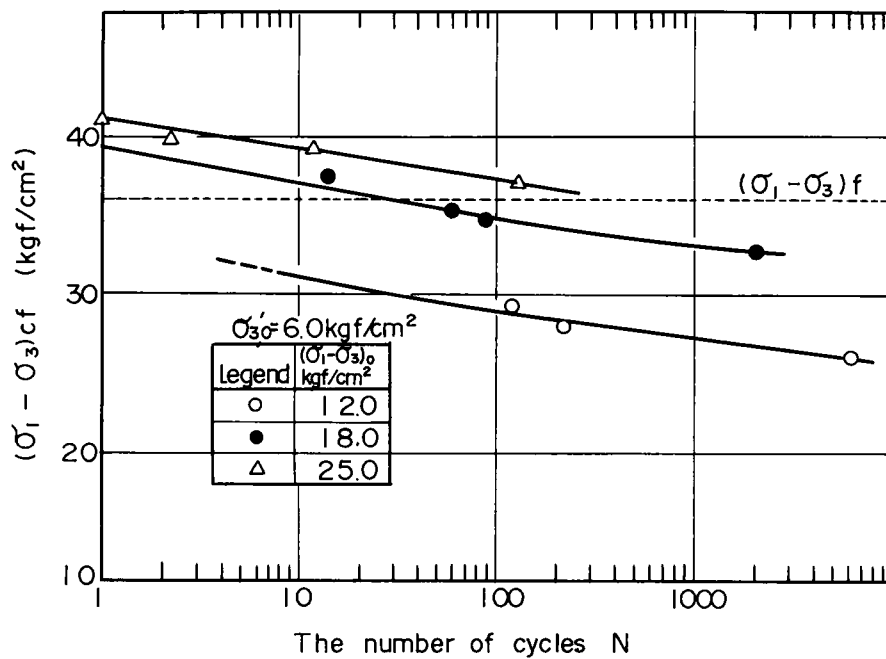


図 4 - 2 6 強度と繰返し回数の関係 ($\sigma'_{30} = 6.0 \text{ kg f / cm}^2$)

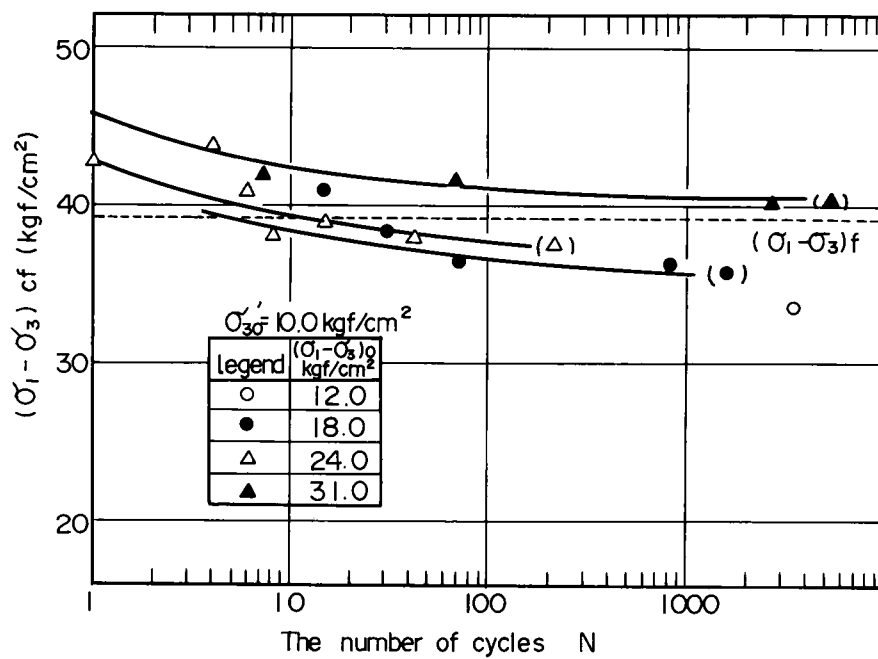


図 4 - 2 7 強度と繰返し回数の関係 ($\sigma'_{30} = 10.0 \text{ kg f / cm}^2$)

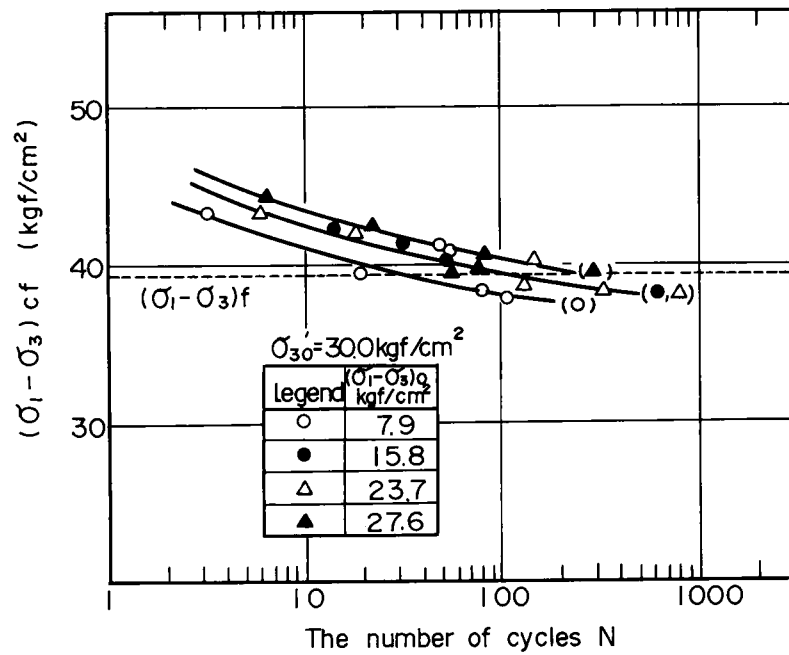


図 4 - 2 8 強度と繰返し回数の関係 ($\sigma'_{30} = 30.0 \text{ kgf/cm}^2$)

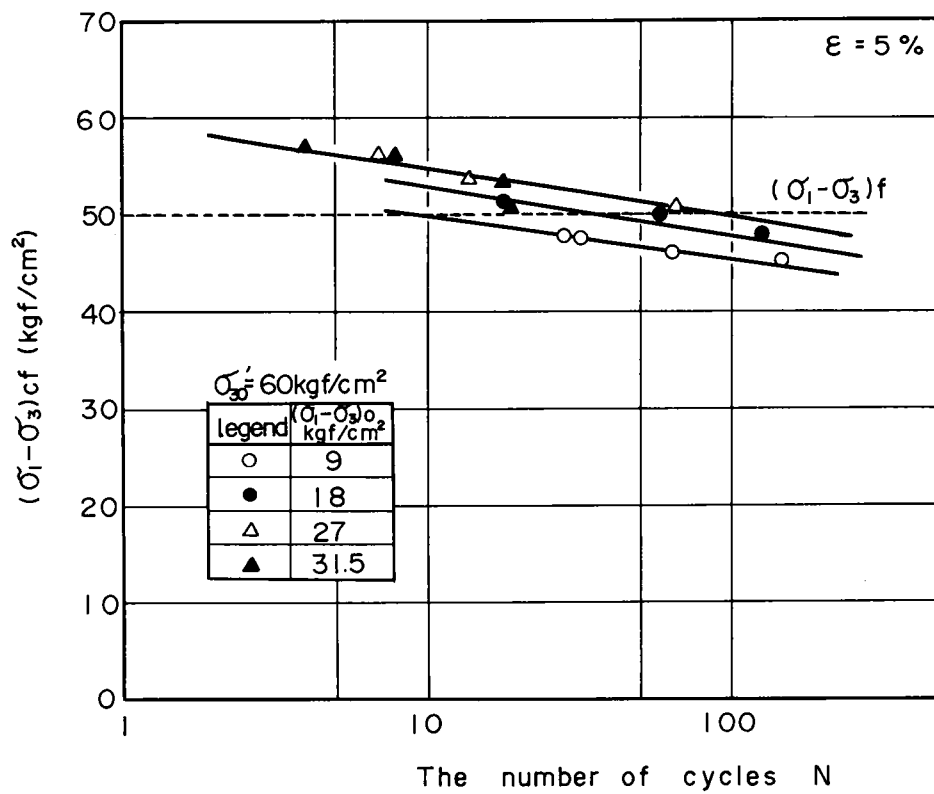


図 4 - 2 9 強度と繰返し回数の関係 ($\sigma'_{30} = 60 \text{ kgf/cm}^2$)

一方、図4-30は、各拘束圧下における振動載荷時の強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{cf}$ を $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ で除した値と繰返し回数の関係を示した。図から、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{cf} = (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ となる繰返し回数 N^* は4波から150波とかなりのばらつきを示すが、概して言えば拘束圧の低い場合が高い場合に比較して N^* は小さいものと言える。なお、 $N = 1000$ 波程度での強度の比は、下限値として0.7が示されているが、この値は低拘束圧下におけるクリープ破壊強度／三軸圧縮強度の下限値に相当している。

図4-31は、繰返しに伴う強度の低下割合をみるために $N = 1$ 波目での強度で N 回目の強度を除した値と繰返し回数 N の関係を片対数紙上に示したものである。図によれば、拘束圧の大きさによらず $N = 1$ 波に対する強度の比は N の増加に伴ない直線的に減少する傾向が示されているが、拘束圧が圧密降伏応力以下の場合、強度の低下は圧密降伏応力より大きな拘束圧下でのそれに比べて少ないことが知られる。例えば、 $N = 100$ 波目での強度比は $\sigma'_{30} = 3 \sim 10 \text{ kgf/cm}^2$ では0.88、一方 $\sigma'_{30} = 30, 60 \text{ kgf/cm}^2$ の場合は0.8程度である。これは、拘束圧が高い場合繰返しによる攪乱効果、すなわちダイレイタンスの発現により正の間げき水圧の発生が著しく、それに伴い強度の低下がより顕著に表われてくるものと考えられる。なお、図中には各種土質材料に対する実験結果を石原⁸⁸⁾ がとりまとめたものをハッチングで示し

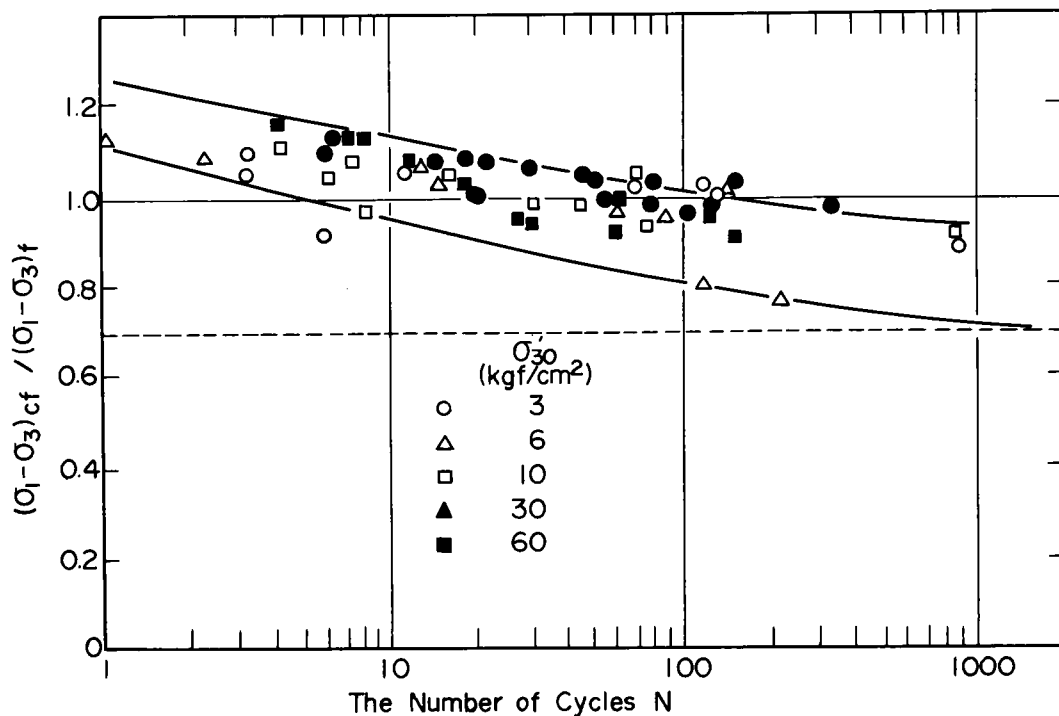


図4-30 強度比（振動載荷時の強度／三軸圧縮強度）と繰返し回数の関係

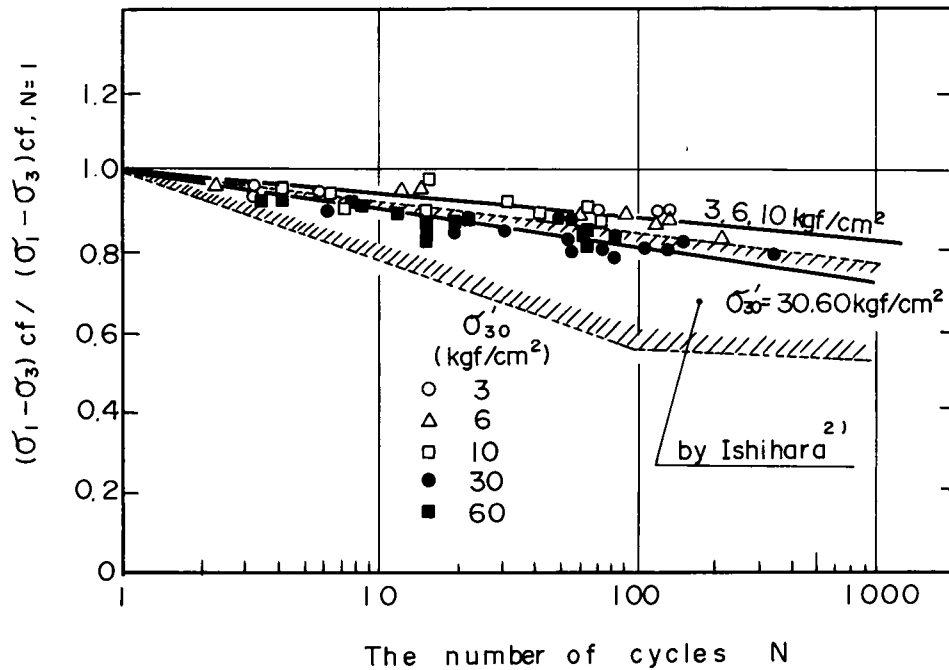


図 4 - 3 1 強度比 (N 回目の強度 / 1 回目の強度) と
繰返し回数との関係

であるが、それと比較すると用いた泥岩の繰返しに伴う強度低下は大きなものではないことが知られる。

一方、 $N = 1$ 波目の強度を $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ で除した値と $(\sigma_1 - \sigma_3)_o / (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の関係を示したのが図 4 - 3 2 である。図によれば、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_o / (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ が 0.6 以上では初期軸差応力の大きさによらず、 $N = 1$ 波目の強度は一定値を示す傾向にあるが、三軸圧縮強度に対する比は圧密降伏応力以上の拘束圧下とそれ以下の拘束圧下とで明瞭な差がみられる。すなわち、 $\sigma'_{30} \geq 30 \text{ kgf/cm}^2$ の場合はそれ以下の場合と比較して強度の増加は大きい。これは、図 4 - 2 3 に示した一定ひずみ速度試験結果からも判るように、 $\sigma'_{30} \geq 30 \text{ kgf/cm}^2$ の拘束圧下ではそれ以下の拘束圧下と比較して最大強度に対するひずみ速度効果は大きい、という実験結果と一致するものである。したがって、圧密降伏応力以上の拘束圧下ではそれ以下の拘束圧下と比較してひずみ速度の増大による強度の増加は大きい、繰返しに伴う強度の低下もまた大きいことが指摘できる。

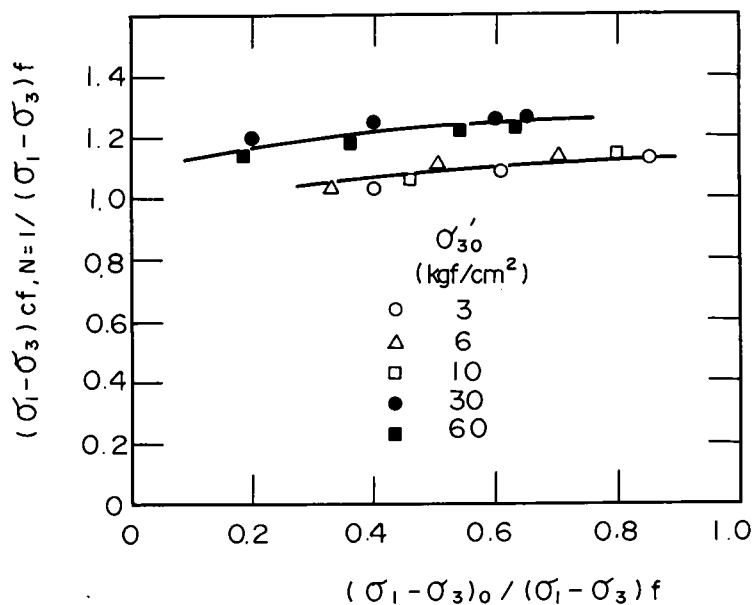


図 4 - 3 2 強度比 ($N = 1$ 回目の強度 / 三軸圧縮強度) と
初期軸差応力 / 三軸圧縮強度の関係

第 4 節 各種載荷試験結果の統一的解釈

第 3 節では圧密非排水、排水試験、クリープ試験および振動載荷試験の各々の結果について述べてきた。本節では、各種載荷条件下での力学特性、特に強度特性を対象とし、有効応力に基づく破壊基準、破壊時ひずみ、最小ひずみ速度に着目して総合的な考察を行った結果について述べる。

4 - 1 平衡状態

図 4 - 3 3 は、圧密非排水試験 ($\dot{\epsilon} = 1\%/\text{min}$)、圧密非排水段階載荷クリープ試験および振動載荷試験 (非排水) により得られた有効応力経路を示したものである。振動載荷試験は、クリープ試験時の作用軸差応力 (図中で \circ で示す) と同一の軸差応力を載荷した後、 $\pm \Delta(\sigma_1 - \sigma_3) = \pm 7 \text{ kgf/cm}^2$ の応力振幅および 0.2 Hz の周波数のもとで行ったものである。クリープ試験および振動載荷試験ともに、軸ひずみならびに間げき水圧の変化がほぼ停止する段階に

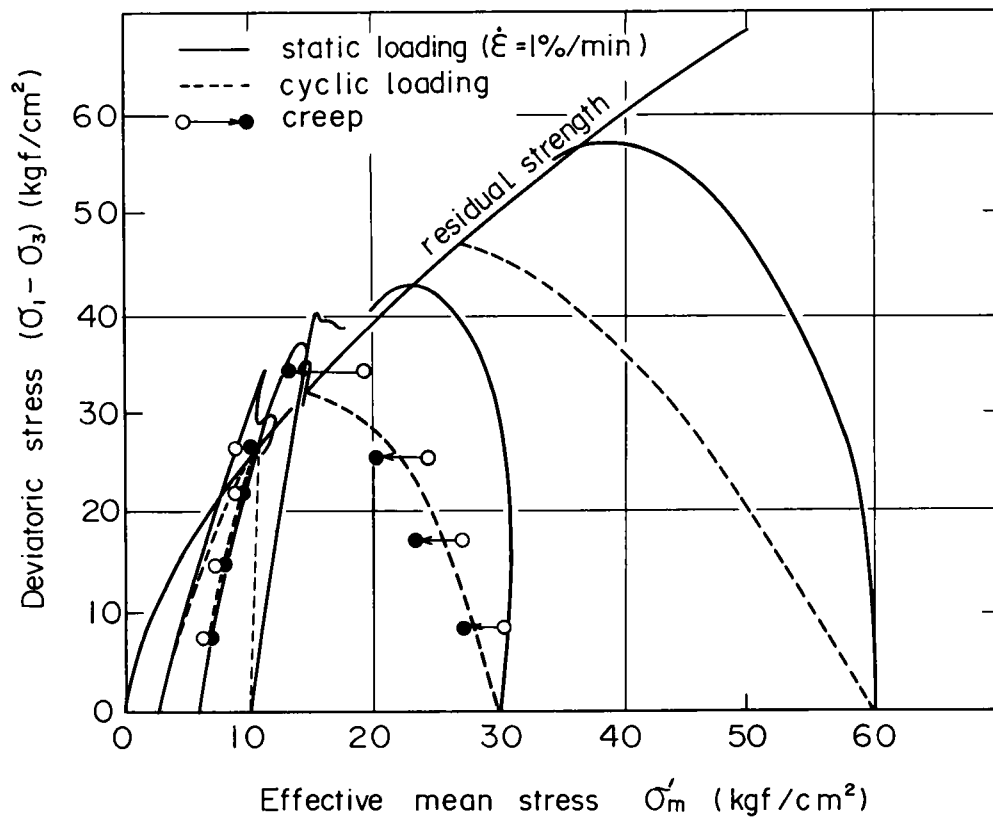


図 4 - 3 3 振動載荷およびクリープ試験（非排水）における平衡状態

至るまで試験を継続し、その後新たな応力状態での試験を行った。図から以下の点が指摘できる。

- (1) $\sigma'_{30} \leq 6 \text{ kgf/cm}^2$ の拘束圧下では、各種載荷試験により得られる有効応力径路には大差がみられない。また、図中に示した残留強度線以下での間げき水圧の累積は大きなものではなく、ほぼ弾性的な挙動（平衡状態）を示しているものと言ってよい。
- (2) $\sigma'_{30} \geq 10 \text{ kgf/cm}^2$ の拘束圧下では、振動載荷により間げき水圧は増大し、同一軸差応力下での有効平均応力は $1\%/min$ のひずみ速度のもとで得られる有効平均応力よりも小さい。ただし、この傾向は $\sigma'_{30} \geq 30 \text{ kgf/cm}^2$ の拘束圧下でより顕著にみられる。
- (3) クリープ試験と振動載荷試験より得られる有効応力径路は、拘束圧の大小に関わらずほぼ等しいものとみてよい。
- (4) $\sigma'_{30} \geq 30 \text{ kgf/cm}^2$ の拘束圧下では、振動試験により得られた有効応力径路と残留強度線の交点における軸差応力は、圧密非排水試験による最大強度の $70 \sim 75\%$ 程度である。これは、クリープ試験による破壊強度の下限值とほぼ一致する値であり、したがってこれ以下の軸差応力では間げき水圧およびひずみの累積は生じるが、ある時間経過後には停止

する性質のものであり、クリープおよび振動載荷による破壊は生じないものと言ってよい。

- (5) 一方、 $\sigma'_{30} \leq 10 \text{ kgf/cm}^2$ 以下の拘束圧下では、(4)で述べたほど明瞭な関係は示されていないが、クリープ試験結果から類推すると圧密非排水試験により得られる最大強度の70%程度以下の応力状態では破壊は生じないものと考えられる。

上記した非破壊条件、すなわち平衡状態の存在は粘性土⁸⁹⁾および第3章3-2で示したように砂でも一般にみられるものである。特に正規圧密および過圧密領域での平衡状態線の形状は土質材料のそれとまったく類似したものと言える。

4-2 強度のひずみ速度依存性

本章3-1で圧密非排水試験結果から最大強度に対するひずみ速度依存性について述べた。このような強度のひずみ速度依存性に関し、最大強度と残留強度およびクリープ破壊強度との関連性を示すために、過圧密領域における拘束圧3, 6, 10 kgf/cm²の場合を例にとりそれらの関係を示したのが図4-34である。なお、クリープ破壊強度を図上にプロットするに当り、ひずみ速度としてはクリープ破壊と関連性の強い最小クリープひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{min}$ を採用している。図によれば、最大強度とクリープ破壊強度は各拘束圧ごとに1本の直線上にプロットさ

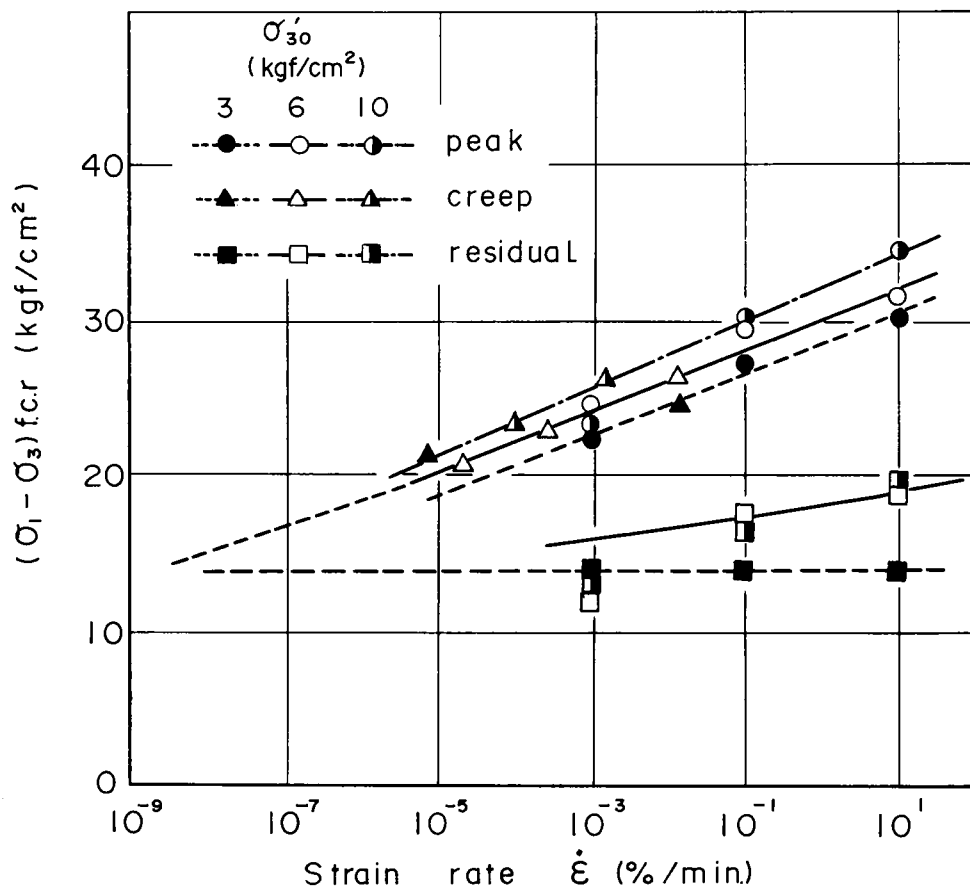


図4-34 最大、残留ならびにクリープ破壊強度とひずみ速度の関係

れるようであり、クリープ試験時における最小クリープひずみ速度と圧密非排水試験時におけるひずみ速度との等価性が伺える。一方、残留強度に関してもひずみ速度依存性がみられ、特に 10 kgf/cm^2 の場合に著しいが、今回用いた泥岩と類似した泥岩を用いた大槻・西ら⁶⁵⁾の広範囲なひずみ速度下における実験結果によると、 $10^{-2}\%/ \text{min}$ より小さなひずみ速度下での残留強度はひずみ速度には依存しないとされている。残留強度のひずみ速度依存性については第5節で詳述することにするが、この事が本泥岩にも適用できるものとすれば、図上で最大強度およびクリープ破壊強度とひずみ速度の関係を示す線と残留強度とひずみ速度の関係を示す線が交差するひずみ速度はほぼ $10^{-9}\%/ \text{min}$ となる。後述するように破壊時ひずみは試験条件に関わらず約 0.8% 程度とみなしてよいので、これらから破壊に要する時間を算出すれば約 15000 年が得られる。すなわち、残留強度は泥岩の有する下限強度であるが、以上の類推に基づくならば、それに相当する軸差応力を負荷してクリープ破壊に至らしめるには 1 万年オーダーの期間を要するということを意味する。

4-3 有効応力に基づく破壊規準

用いた泥岩の破壊規準を知るために、各ひずみ速度下で得られた排水および非排水試験結果から最大強度および残留強度を求め、図4-35に有効平均応力 σ'_m との関係で示した。足立

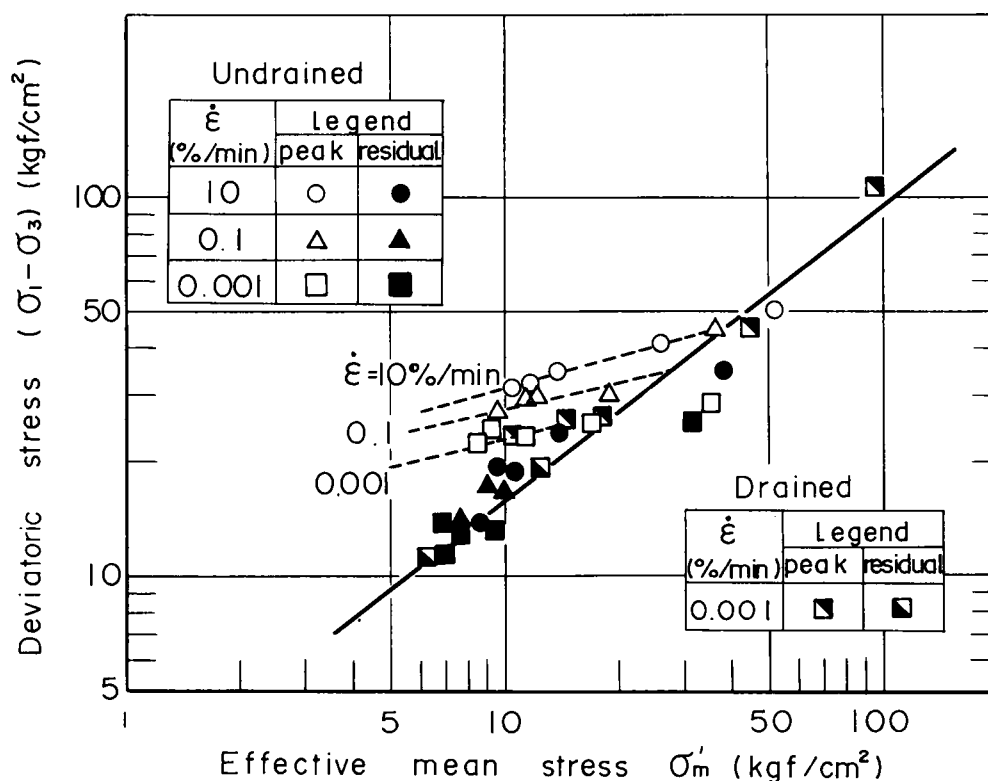


図4-35 最大および残留強度に対する破壊規準

⁷⁸⁾ら および吉中⁸¹⁾が既に指摘しているように、最大ならびに残留強度と有効平均応力の関係を両対数紙上で整理することにより、両者の関係をほぼ直線によって近似することができる。また同一のひずみ速度（0.001%/min）で実施した排水および非排水試験のいずれの強度もこの様に有効応力表示することにより一義的に取り扱うことができる。さらに、ひずみ速度の増大は最大強度の増加をもたらすが、いずれのひずみ速度下においても直線近似は成立すること、および残留強度に対する破壊規準はひずみ速度に依存せず一義的に決定できることが示されている。なお、最大強度線と残留強度線の交点で与えられる有効平均応力は足立らにより先行履歴応力と称されているが、これはひずみ速度の大きさによって変化する性質のものであることが明らかである。

上記した実験事実により用いた泥岩の破壊規準は次式で表示できる。

$$\text{最大強度：} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{P_o} = a_f \cdot \left(\frac{\sigma'_m}{P_o} \right)^{\beta_f} \quad (4-3)$$

$$\text{残留強度：} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_r}{P_o} = a_r \cdot \left(\frac{\sigma'_m}{P_o} \right)^{\beta_r} \quad (4-4)$$

ここに、式（4-3）は σ'_m が先行履歴応力 σ'^*_m より小なる時に成立する式であり、 $\sigma'_m \geq \sigma'^*_m$ での最大強度（＝残留強度）に対する破壊規準は式（4-4）で与えられる。また、 a_f と β_f はひずみ速度に依存する材料パラメータであり、 $\dot{\epsilon} = 0.001, 0.1, 10\%/min$ の各ひずみ速度に対し、 $a_f = 14.30, 16.38, 16.73$ 、 $\beta_f = 0.208, 0.218, 0.262$ がそれぞれ得られた。一方、 a_r 、 β_r はひずみ速度には依存しない材料定数であり、それぞれ2.42、0.798として与えられた。 P_o は単位圧力を表わす。

4-4 破壊時ひずみ

圧密非排水試験によれば、圧密降伏応力以下の拘束圧条件下で顕著なひずみ軟化特性を示し、最大強度発揮時のひずみレベルはほぼ等しいことは前述した。また、クリープ試験においては定常クリープ終了後、比較的短時間でクリープ破壊に至ること、および振動載荷試験においては繰返し回数の増加と共にひずみが徐々に累積し、あるひずみ量に到達すると急激に破壊状態へ移行することも示された。したがって、応力のみならず泥岩の破壊は発生するひずみ量とも関連性のあることが推察できる。この点に着目し、図4-36を準備した。この図は、一定ひずみ速度試験においては最大強度発揮時点での軸ひずみと最大強度の関係を、クリープ試験

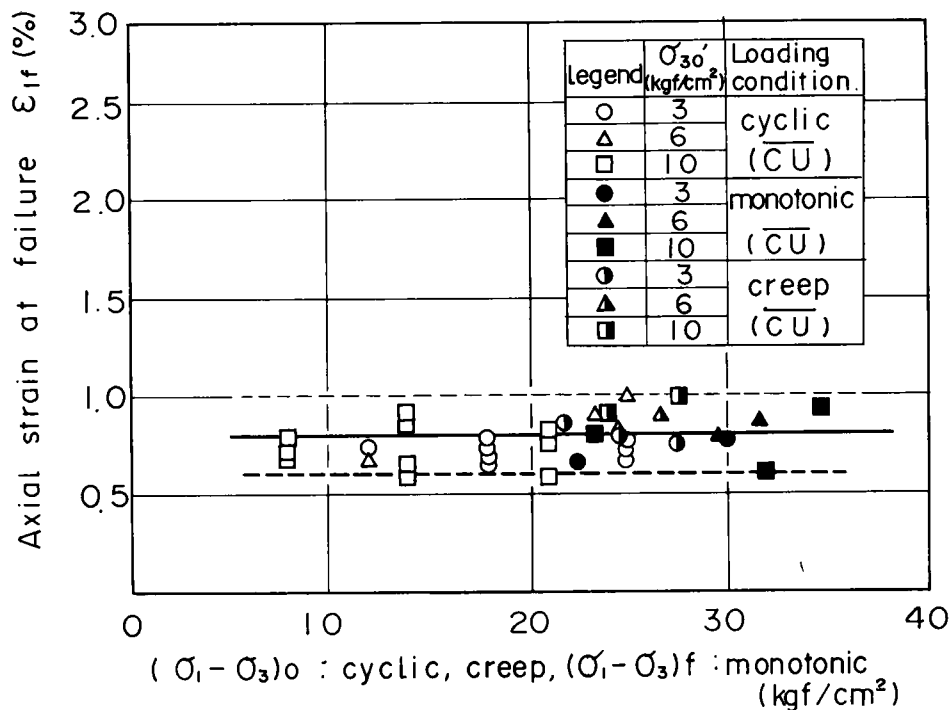


図 4 - 3 6 一定ひずみ速度試験，クリープ試験および振動載荷試験
における破壊時の軸ひずみ（非排水条件）

においては破壊が生じた場合の加速クリープ開始時点での軸ひずみと作用軸差応力の関係を，また振動載荷試験においては，繰返し載荷により急激にひずみが発生した時点での軸ひずみと初期軸差応力の関係を示したものである。この図によれば各試験での破壊ひずみには多少のバラツキがみられ，破線で示した 0.6 % ～ 1.0 % の範囲内でデータがプロットされていることが判る。しかし，このバラツキは同種の試験においてもこの程度の範囲内で表われており，試験の種類によるものではないものと判断できる。したがって，破壊ひずみは各試験での荷重載荷条件によらず，ほぼ同一の値を示すものと言える。なお，図に示した破壊ひずみの平均値は約 0.8 % である。

以上に示した破壊ひずみの一義性は，圧密降伏応力以下の拘束圧下で成立するものであるが，工学上問題にされる拘束圧範囲を勘案すれば，荷重の載荷条件を問わず成立する基本的力学特性の一つとして重要な意味を有することは明らかである。

4 - 5 破壊規準の統一的解釈

一定ひずみ速度試験，クリープ試験ならびに振動載荷試験から得られた基本的実験事実を列記すると以下の様である。

(1) 一定ひずみ速度試験による破壊規準

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{P_o} = a_f \left(\frac{\sigma'_m}{P_o} \right)^{\beta_f} \quad (4-3 \text{ bis})$$

(2) クリープ試験による最小クリープひずみ速度と軸差応力および破壊時間の関係 (図 4-17 および図 4-18 参照)

$$\mathcal{L}_n \dot{\epsilon}_{min} = A \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) + B \quad (4-5)$$

$$\dot{\epsilon}_{min} \cdot t_f = C \quad (4-1 \text{ bis})$$

ここに、A および B は定数である。

(3) 各種載荷試験より得られた破壊時ひずみの一義性

$$\epsilon_f = \text{const.}$$

さて、式 (4-3) 中の a_f および β_f は共にひずみ速度に依存する材料定数であるが、図 4-35 から判るように β_f は第 1 近似としてひずみ速度に依存せずほぼ一定とみなしうる。この点を認めれば式 (4-3) における a_f はひずみ速度の関数として与えられる。すなわち、単位圧力 P_o を便宜上省略して表示すると、

$$a_f(\dot{\epsilon}) = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma'_m)^{\beta_f}} \quad (4-6)$$

あるいは、

$$\dot{\epsilon} = a_f^{-1} \left\{ \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma'_m)^{\beta_f}} \right\} \quad (4-7)$$

式 (4-5) に含まれる材料定数 A および B は初期有効拘束圧に依存するが、上式の右辺の項に着目し、図 4-17 で示した関係を $\dot{\epsilon}_{min} \sim (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma'_m)^{\beta_f}$ と置き換えて整理したのが図 4-37 である。図によれば、クリープ破壊と直接的な関係にある定常クリープ状態でのひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{min}$ が $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma'_m)^{\beta_f}$ と片対数紙上で直線関係にあることが示されている。すなわち、 $\dot{\epsilon}_{min}$ は拘束圧および初期軸差応力の大きさによらず一義的に決定できることになる。この点に着目し、近似的に式 (4-7) の $\dot{\epsilon}$ が $\dot{\epsilon}_{min}$ と相等しいものとおけば、式 (4-7) 中

の右辺の項が次式によって与えられることを示している。

$$\dot{\epsilon} = \exp \left\{ \ln a + b \cdot \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma'_m)^{\beta_f}} \right\} \quad (4-8)$$

ここに、 a および b は $\ln \dot{\epsilon}_{min}$ と $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma'_m)^{\beta_f}$ との関係を直線表示した時に与えられる材料定数を表わしている。

今、上式で基準ひずみ速度 $\dot{\epsilon}^*$ における $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma'_m)^{\beta_f}$ の値を σ^* とおくと次式を得る。

$$\ln \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}^*} = b \cdot \left\{ \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma'_m)^{\beta_f}} - \sigma^* \right\} \quad (4-9)$$

あるいは

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^* \cdot \exp \left\{ b \cdot \left(\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma'_m)^{\beta_f}} - \sigma^* \right) \right\} \quad (4-10)$$

ただし、上式の適用範囲は $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma'_m)^{\beta_f} > \sigma^*$ として与えられる。

式(4-10)は、一定ひずみ速度試験時における破壊規準に着目し、クリープ試験時における最小クリープひずみ速度～軸差応力関係から得られたものであるが、両者の試験におけるひずみ速度は同一のものではない。したがって、最小クリープひずみ速度を採用した是非を論じなければならない。そこで式(4-1)を式(4-10)へ代入すると次式を得る。

$$\frac{C}{t_r} = \dot{\epsilon}^* \cdot \exp \left\{ b \cdot \left(\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma'_m)^{\beta_f}} - \sigma^* \right) \right\} \quad (4-11)$$

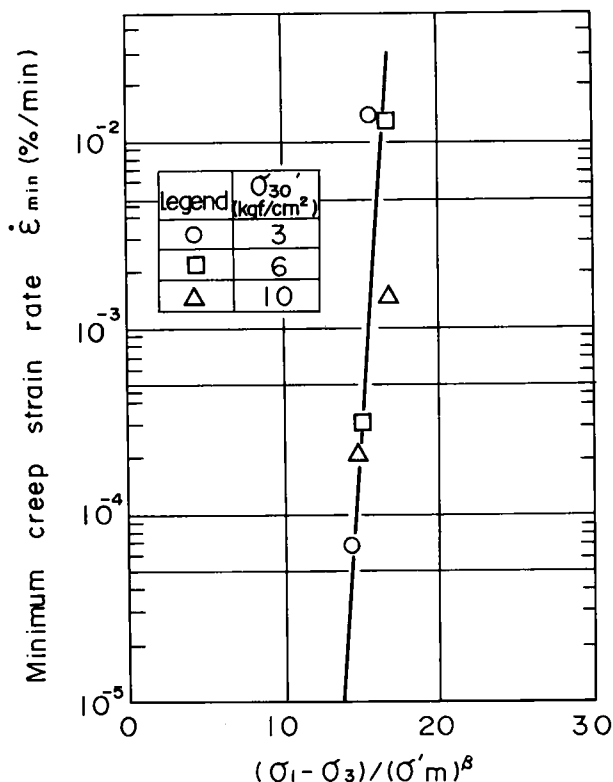


図4-37 圧密非排水クリープ試験における最小クリープひずみ速度と $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma'_m)^{\beta_f}$ の関係

一定ひずみ速度試験時におけるひずみ ϵ_f はほぼ一定であるので、一定のひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ で載荷を行った時の破壊時間 t_r は次式で与えられる。

$$t_r = \frac{\epsilon_f}{\dot{\epsilon}} \quad (4-12)$$

これを式(4-11)へ代入すると次式を得る。

$$\dot{\epsilon} = \frac{\epsilon_f \cdot \dot{\epsilon}^*}{C} \cdot \exp \left\{ b \cdot \left(\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma'_m)^{\beta_f}} - \sigma^* \right) \right\} \quad (4-13)$$

上式は、 $\dot{\epsilon}$ なるひずみ速度で試験を行った時の破壊規準を与えるものであるが、この式と式(4-3)の等価性を示すために図4-38を準備した。なお、計算に際しては $\epsilon_f = 0.8$ (‰), $\dot{\epsilon}^* = 10^{-5}$ (‰/min), $C = 1.9 \times 10^{-1}$ (‰), $b = 2.10$, $\beta_f = 0.23$, $\sigma^* = 11.8$ を採用している。図に示したように、式(4-13)は一定ひずみ速度試験時における最大強度に対する破壊線を比較的良く近似しており、 $\dot{\epsilon} \div \dot{\epsilon}_{min}$ の仮定の妥当性が示されたものと言える。

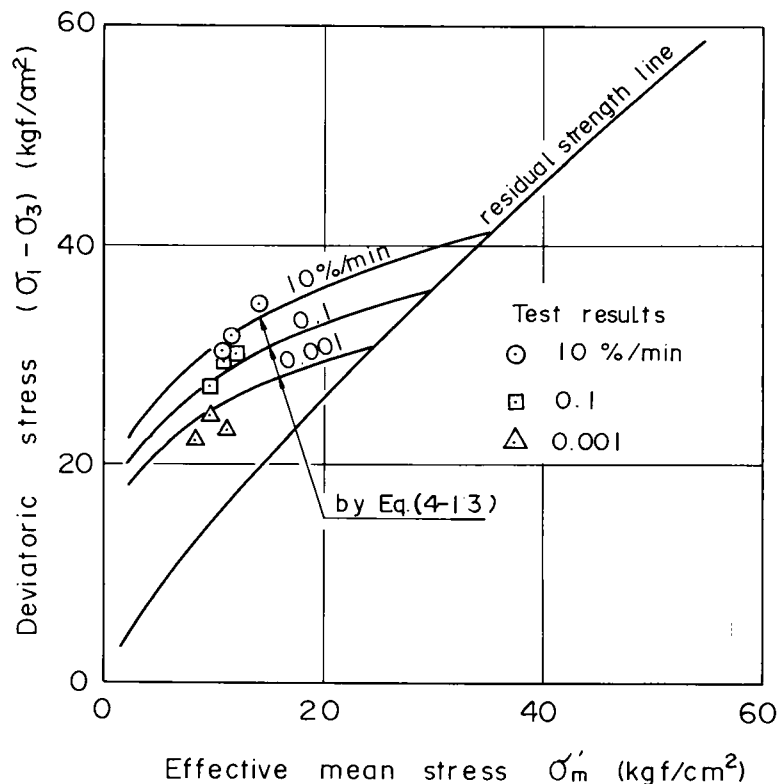


図4-38 式(4-13)による破壊規準と実験結果の比較

次に、式(4-10)が振動載荷試験時における破壊挙動に対しても成立するかどうかを考察してみる。振動載荷試験による破壊は、時間刻みを Δt とすれば、 Δt の

間にひずみの進行が生じ、これらが累積することにより生じるものでありクリープ破壊と等価なものと考えることができる。すなわち、時間的に変動する応力が繰返し加えられた時の累積ひずみは式(4-10)を用いて次式で算定できることになる。

$$\varepsilon = \int_{t=0}^t \dot{\varepsilon}^* \cdot \exp \left\{ b \cdot \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma'_m)^{\beta_f}} - \sigma^* \right) \right\} dt \quad (4-14)$$

上式により，振動載荷時における累積ひずみを算定する方法を概念的に示したのが図4-39である。式(4-10)は一応不規則載荷時における変形挙動も取り扱える形になっているが，簡単化のために正弦

波を波形として用いた時の

状況を示してある。図中，

1から2までの載荷は $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma'_m)^{\beta_f} < \sigma^*$ であり，弾性ひずみのみしか

生じないが，2から3および3から4へ至る過程では

非可逆的なひずみ（粘塑性ひずみ）が発生する。この

点を念頭において，繰返し

に伴う非可逆ひずみを積

算すれば， $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma'_m)^{\beta_f} \geq \sigma^*$ を満足する

応力条件下での累積ひずみが計算できることになる。

すなわち， $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma'_m)^{\beta_f} = \sigma^*$ を一種の降

伏規準と考えるわけである。

さて， $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma'_m)^{\beta_f} < \sigma^*$ では弾性挙動のみが

生じることとし，また，ひ

ずみが ε_f に到達すると破壊を生じるものと仮定して

行った計算結果について以下に述べよう。振動載荷試

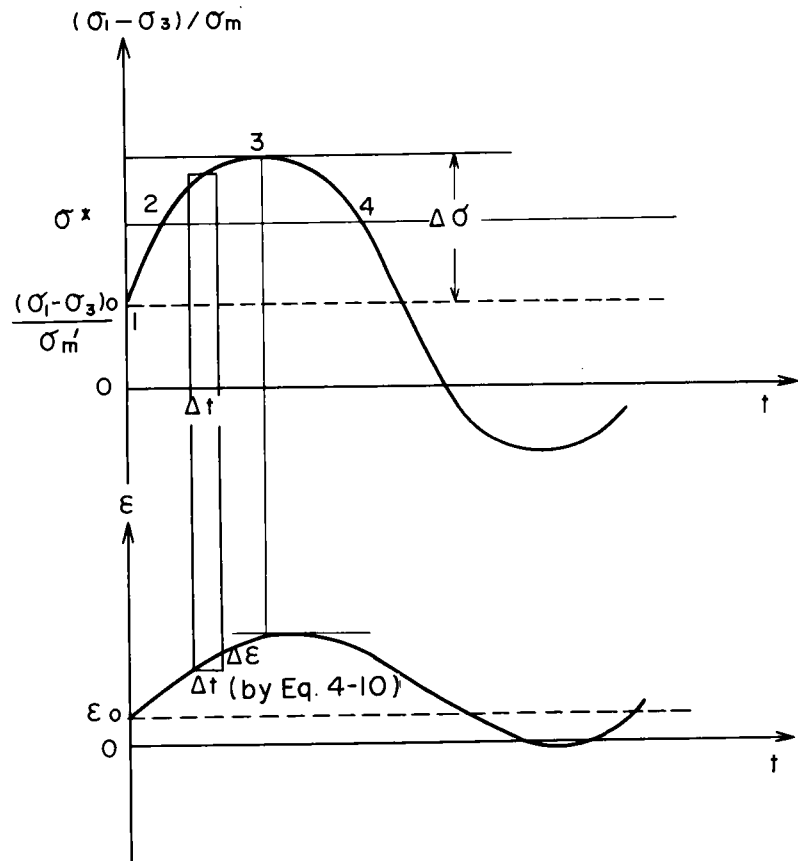


図4-39 累積ひずみの算出方法

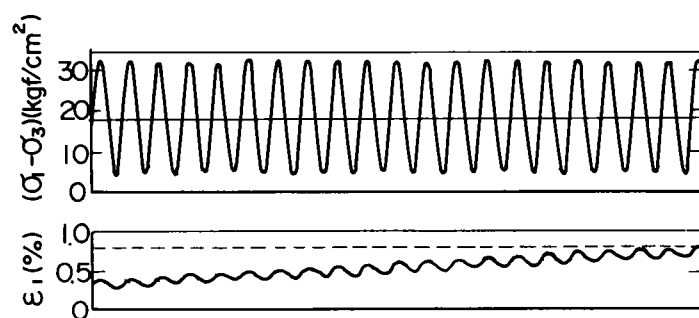


図4-40 振動載荷時におけるひずみの経時変化に対する計算結果(式(4-14)による)

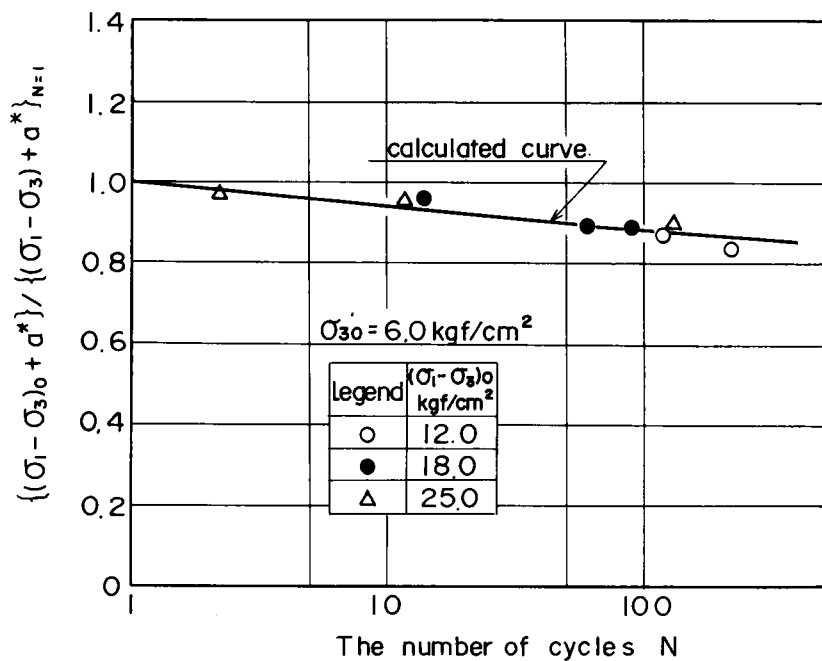


図 4 - 4 1 応力比 (N 回目の強度 / 1 回目の強度) と繰返の回数
関係 ($\sigma'_{30} = 6.0 \text{ kgf/cm}^2$, 計算結果と実験結果の比較)

験時において供試体に負荷される繰返し応力は、 $\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) = a^* \sin \omega t$ で表わせる。ここに a^* は応力振幅であり、 ω は振動数を表わす。また、振動載荷時における過剰間げき水圧挙動は弾性的なものとし、 $\sigma'_m = \text{一定}$ とする。図 4 - 4 0 は、周波数 1 Hz , $\sigma'_{m0} = 6.0 \text{ kgf/cm}^2$, $(\sigma_1 - \sigma_3) = 18.0 \text{ kgf/cm}^2$, および $a^* = 14.0 \text{ kgf/cm}^2$ を採用して計算された結果を示したものである。式 (4 - 1 0) 中に含まれる材料定数は、先に述べた値を採用している。一方、図 4 - 4 1 には、同様の計算を行って得られた破壊強度と繰返し回数の関係 ($\sigma'_{m0} = 6 \text{ kgf/cm}^2$) を実験結果との比較で示した。図における縦軸は N 回の繰返し回数で ϵ_f を生じさせる最大軸差応力 ($(\sigma_1 - \sigma_3)_0 + a^*$) を N = 1 波での最大軸差応力で正規化した値を用いている。図 4 - 3 8 および図 4 - 4 1 より、一定ひずみ速度試験およびクリープ試験結果から導かれた式 (4 - 1 0) が、振動載荷試験における破壊挙動をまで説明できることを明らかに示している。したがって、各種載荷試験による泥岩の破壊挙動は統一的に説明できることが示された。

第5節 弱面を有する泥岩の強度－変形特性

第3節および第4節では泥岩（Intact specimen）の力学特性について論じた。そこでは、主に最大強度とクリープ破壊強度に着目して議論を進めたが、岩盤中には節理・層理および掘削時における応力解放により局部的に破壊を生じている部分が存在する。このような弱面を有する軟岩の力学特性は足立らにより詳細に取り扱われ、そこでは弱面の角度と強度－変形特性との関連性について述べられており、最大主応力面に対し $45^{\circ} \sim 75^{\circ}$ の角度の弱面を有する軟岩の強度特性はインタクト供試体の残留強度と一致することを指摘している。本節は足立らの研究を踏まえ、一旦せん断により破断面を生じた供試体（Re-sheared specimen）

ならびに最大主応力面に対し 60° の角度で弱面を形成した供試体（Saw-cut specimen）に対し、一定ひずみ速度試験および振動載荷試験を実施し、それらの強度－変形特性について考察した結果を述べる。

5-1 応力－ひずみ関係と有効応力径路

破断面をもつ供試体に対する試験は、本章3-1で述べた圧密非排水試験により残留状態にある供試体に対し、初期の拘束圧状態へと一旦除荷して等方圧密を行い、再びせん断試験を行う手順により行った。なお、図4-42にはクリープ試験および振動載荷試験を含めた試験結果よりインタクト供試体に対する破断角度の頻度分布を各拘束圧ごとに示してある。図から、

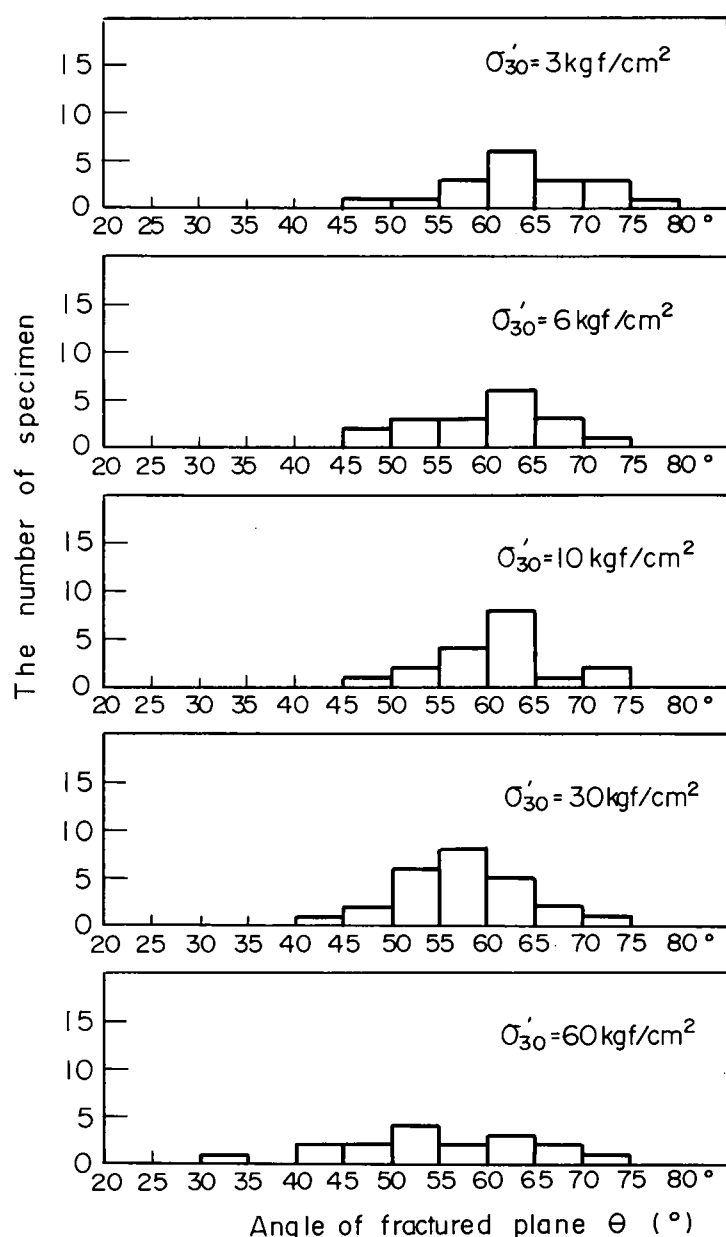


図4-42 インタクト供試体に対する破断面の角度

初期有効拘束圧 σ'_{30} が $3 \sim 10 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲では 60° 付近の、 30 kgf/cm^2 では $55^\circ \sim 60^\circ$ 付近で破断面の角度が卓越している。一方、 60 kgf/cm^2 の有効拘束圧下では分布にピークがみられないが、これはこの程度の拘束圧下では明瞭な破断面が生じず、たる形の変形を示したことによる。以下に述べる試験結果は、このような破断角度を有している供試体に対して得られたものである。

一方、弱面を有する供試体に対しては $0.1\%/min$ のひずみ速度を主体とした圧密非排水試験および $0.01 \sim 3 \text{ Hz}$ の周波数下における振動載荷試験を実施した。

表 4-5 再せん断時の定ひずみ速度試験結果

σ'_{30} (kgf/cm^2)	$\dot{\epsilon}$ ($\%/min$)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f^*$ (kgf/cm^2)	u_f^{**} (kgf/cm^2)	ϵ_f^{**} ($\%$)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_r^{***}$ (kgf/cm^2)	u_r^{****} (kgf/cm^2)
3	1.0	14.7	-1.16	9.35	12.3	-1.06
	0.1	12.9	0.25	5.51	12.8	0.28
	0.001	12.5	0.59	1.24	12.4	0.56
6	1.0	18.2	1.74	4.35	15.3	1.77
	0.1	17.4	2.37	2.61	16.4	1.94
	0.001	12.9	2.08	2.84	11.8	2.10
10	1.0	22.1	5.12	2.33	18.1	7.21
	0.1	17.9	4.73	1.95	14.8	4.76
	0.001	18.0	4.78	0.78	13.6	6.68
30	1.0	37.4	16.60	2.53	22.8	21.31
	0.1	29.6	20.44	3.58	22.8	21.25
	0.001	25.9	20.60	2.72	20.6	23.23
60	1.0	64.8	37.55	3.51	42.1	35.65
	0.1	63.2	36.35	4.51	48.3	42.78
	0.001	44.5	31.88	5.60	42.8	34.96

* 最大強度

** 最大強度発揮時点での間げき水圧と軸ひずみ

*** 残留強度

**** 残留強度発揮時点での間げき水圧

主たる試験結果は表4-5～表4-7にまとめてあるが、表4-6中で(*)で示したのは、等方圧密後軸差応力を負荷して $\pm 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ の応力振幅下で 10^4 回振動を与えた後行ったものである。また、振動載荷試験はあらかじめ表4-8に示した軸差応力を負荷した後に行ったものであり、したがって試験はすべて片振り（三軸圧縮）条件下で行われた。なお、各表中で降伏強度はせん断により急激なすべりが開始する時点での軸差応力を意味しており、残留強度は軸ひずみが15%時における軸差応力として決定した。表4-7に示すように振動載荷試験では、 $N=1/4$ 波で大半が急激なすべりを生じており、本章3-4で述べたようなひずみの累積を伴う変形特性はみられなかった。また、すべりを生じた後に応力振幅を一定に保持して試験を続行することができなかったので表4-7には降伏強度のみを示してある。以下には、再せん断時および弱面を有する供試体の圧密非排水試験で得られた応力～ひずみ関係と有効応力径路について述べる。

表4-6 Saw-cut 供試体に対する定ひずみ速度試験結果

$\dot{\epsilon}_1$ (%/min)	σ'_{30} (kgf/cm ²)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_y^{**}$ (kgf/cm ²)	ϵ_y^{***} (%)	u_y^{***} (kgf/cm ²)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_r^{****}$ (kgf/cm ²)	ϵ_r^{*****} (%)	u_r^{*****} (kgf/cm ²)
0.1	3.0	4.80	0.27	1.24	13.25	14.80	-1.06
	6.0	9.28	0.30	2.89	14.36	14.89	1.45
	10.0	13.50	0.50	5.68	16.26	14.80	6.11
	30.0	30.00	1.17	19.31	18.95	14.87	23.70
1.0	3.0*	9.72	1.39	2.26	13.40	15.0	0.74
	6.0*	14.83	0.96	2.78	13.90	13.0	1.94
	6.0	10.54	0.85	2.88	13.18	15.0	1.27
	10.0*	22.73	1.13	4.44	20.44	15.0	4.73
10.0	6.0	9.00	0.216	6.63	13.17	15.0	4.48

* 応力振幅一定で 10^4 回振動させた後、試験を実施

** 降伏強度

*** 降伏強度発揮時点での間げき水圧と軸ひずみ

**** 残留強度

***** 残留強度発揮時点での間げき水圧と軸ひずみ

表 4 - 7 Saw cut 供試体に対する振動載荷試験の結果

σ'_{30} (kg f/cm ²)	Frequency (Hz)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_o^*$ (kg f/cm ²)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_y^{**}$ (kg f/cm ²)	N_f^{***}
3.0	0.0 1	4.0	5.2 7	1/4
	0.5	"	7.0 2	1・1/4
	3.0	"	6.7 4	1/4
	"	"	6.3 4	1/4
6.0	0.0 1	8.0	10.5 5	1/4
	0.5	"	11.5 6	2 4
	3.0	"	12.1 3	1 5
	"	"	13.6 8	1/4
10.0	0.0 1	12.0	17.9 2	1/4
	0.5	"	16.7 8	1/4
	3.0	"	18.6 1	1/4

* 初期軸差応力

** 降伏強度

*** 破壊時繰返し回数

図4-43および図4-44は、実験結果の一例としてひずみ速度が0.1%/min 下における軸差応力～間げき水圧～軸ひずみ曲線を示したものである。再せん断時ならびに弱面を有する供試体の応力～ひずみ挙動は拘束圧の大小を問わず類似した傾向にあることが知られる。すなわち、初期有効拘束圧が3～10 kgf/cm²のもとの応力～ひずみ関係は弾～完全塑性的であり、最大強度と残留強度はほぼ一致しているが、30 kgf/cm²以上でのそれはインタクト供試体において示されたのと同様にひずみ硬化～軟化型の応力～ひずみ曲線を示している。ただし、弱面を有する供試体で $\sigma'_{30} \leq 6 \text{ kgf/cm}^2$ の場合の降伏強度は残留強度よりも小さい。

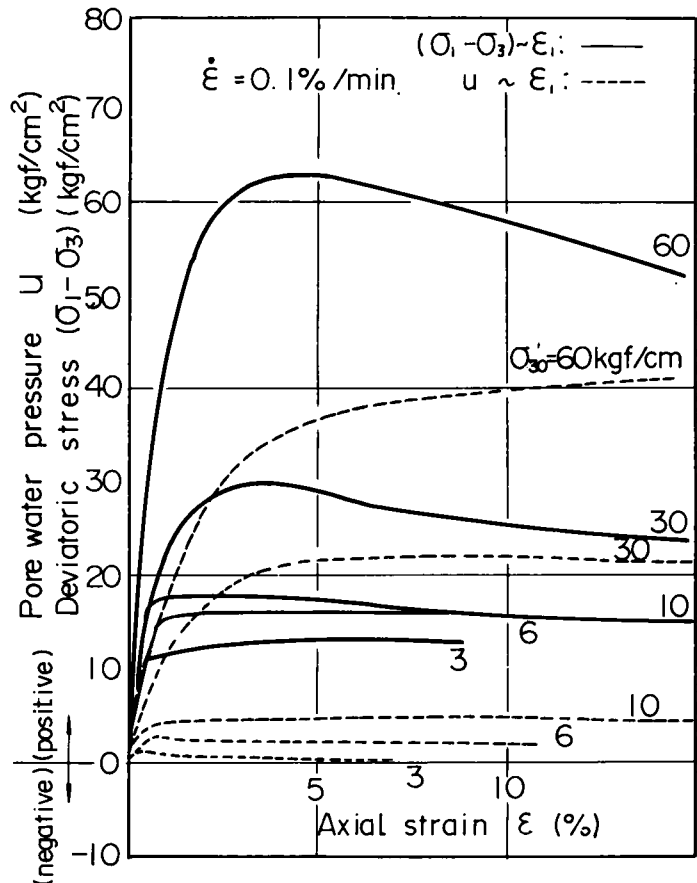


図4-43 再せん断時の軸差応力～間げき水圧～軸ひずみ関係 ($\dot{\epsilon}_1 = 0.1\%/\text{min}$)

一方、この時の有効応力径路を同一のひずみ速度下でインタクト供試体に対し得られた有効応力径路と比較して示したのが図4-45および図4-46である。なお、図中にはインタクト供試体に対して得られた残留強度線も示してある。図から以下の点が指摘できる。

- (1) 初期有効拘束圧 σ'_{30} の大きさに関わらず、各拘束圧下での最大強度ならびに残留強度はインタクト供試体で得られた残留強度線を上廻ることはない。
- (2) 初期有効拘束圧 σ'_{30} が3～10 kgf/cm² での有効応力径路をみると、残留強度線以下での間げき水圧挙動は弾性的であるが、残留強度線に到達すると線に沿って崩上しながらせん断抵抗が増大する傾向を示す。一方、 $\sigma'_{30} \geq 30 \text{ kgf/cm}^2$ 以上ではインタクト供試体に対する有効応力径路とまったく類似した傾向にあるが、インタクト供試体の場合最大強度発揮時の有効応力比は残留強度のそれより小さいが、再せん断時ならびに弱面を有する供試体の場合はそれらはほぼ等しい。すなわち、最大強度および残留強度はともに残留強度線の上にプロットされている。

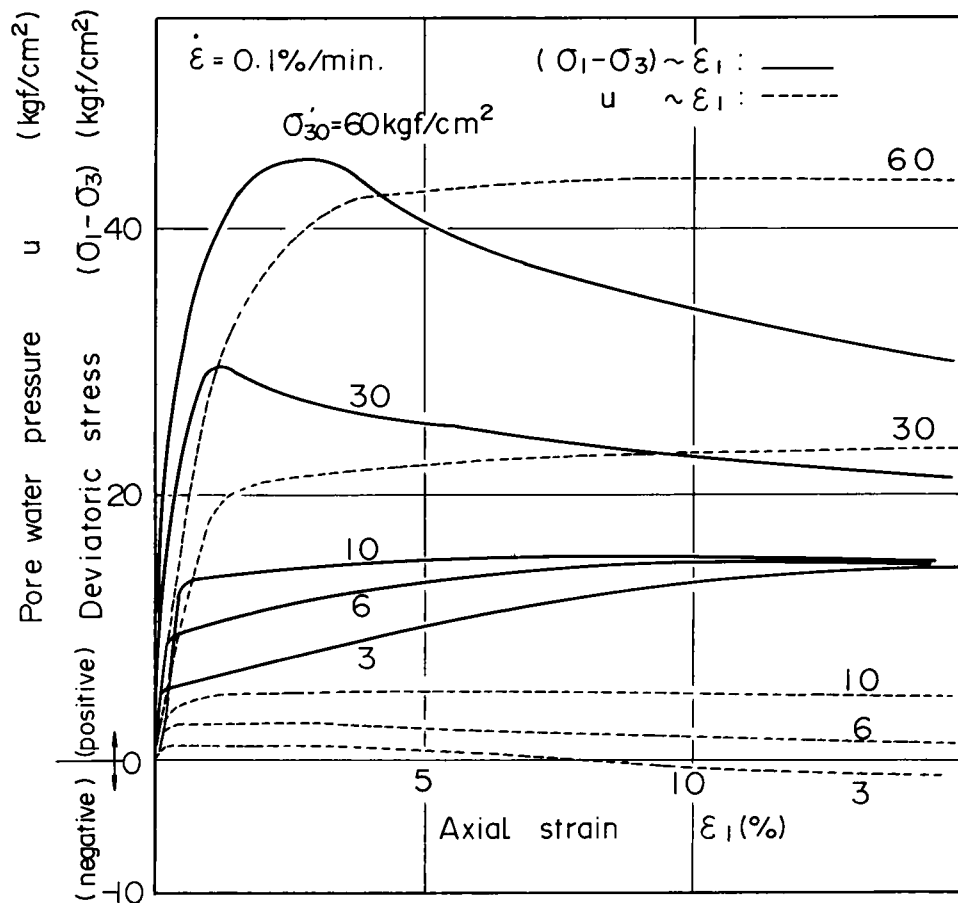


図 4 - 4 4 弱面を有する供試体の軸差応力-間げき水圧-軸ひずみ関係

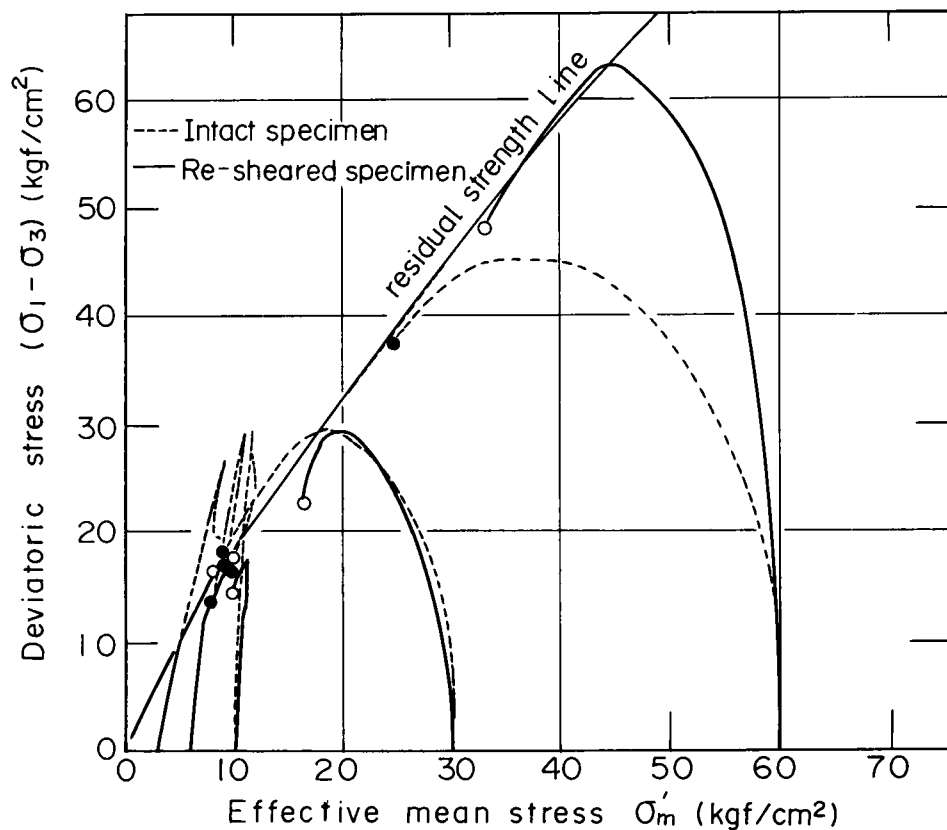


図 4 - 4 5 再せん断時における有効応力径路

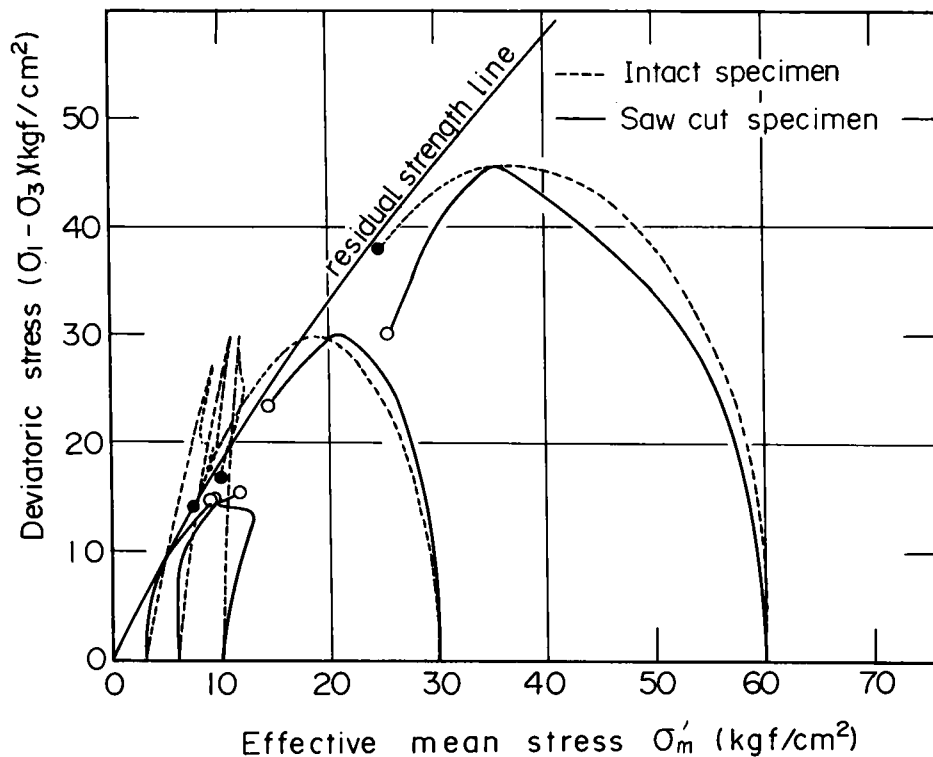


図 4 - 4 6 弱面を有する供試体の有効応力経路

次に、インタクト供試体で得られた最大強度と残留強度及び再せん断時と弱面を有する供試体に対するそれらを比較してみるために図 4 - 4 7 および図 4 - 4 8 を用意した。ここに、図 4 - 4 7 は弱面を有する供試体ならびに再せん断時における最大強度／インタクト供試体の最大強度と初期有効拘束圧 σ'_{30} の関係を、一方、図 4 - 4 8 は同様に残留強度に対する比と σ'_{30} との関係を示したものである。図 4 - 4 7 によれば $\sigma'_{30} = 3 \text{ kgf/cm}^2$ での強度比は 0.5 程度であるが、拘束圧が増大するにつれて強度比も増加し、いずれの試験においても $\sigma'_{30} = 30 \text{ kgf/cm}^2$ ではインタクト供試体の最大強度と等しくなることが判る。また 60 kgf/cm^2 の拘束圧下では両者の試験結果に差が表われ再せん断時における強度比は 1.5 と高い値が示されているが、弱面を有する供試体では 1.0 とインタクト供試体の強度とほぼ同等の値が示されている。一方、残留強度に対する比をみると弱面を有する供試体は拘束圧の大きさによらずインタクト供試体の残留強度と同等の値を示しているが、再せん断時には拘束圧が大きくなるほど強度比も大きくなり、 $\sigma'_{30} = 60 \text{ kgf/cm}^2$ のもとでは 1.2～1.9 の強度比を示している。このような再せん断時における高拘束圧下での強度の増加は、再圧密時において破断面上での粒子構造の変化が顕著に生じ、続いてのせん断に対する抵抗強度が増加することによって生じるものと考え

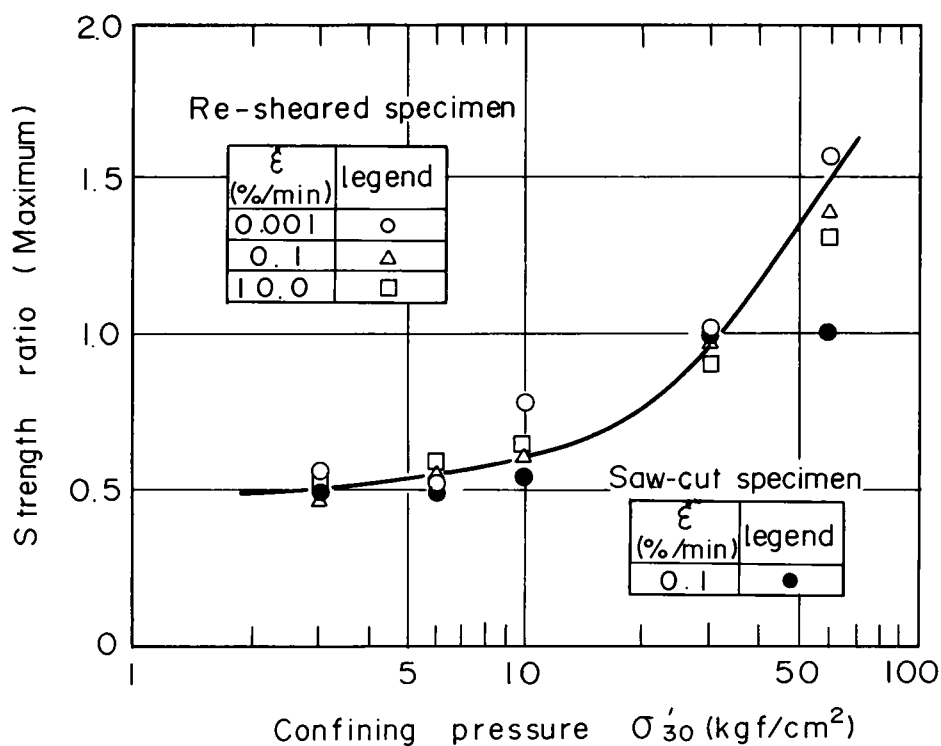


図 4 - 4 7 強度比（再せん断時および弱面を有する供試体の最大強度／インタクト供試体の最大強度）と拘束圧の関係

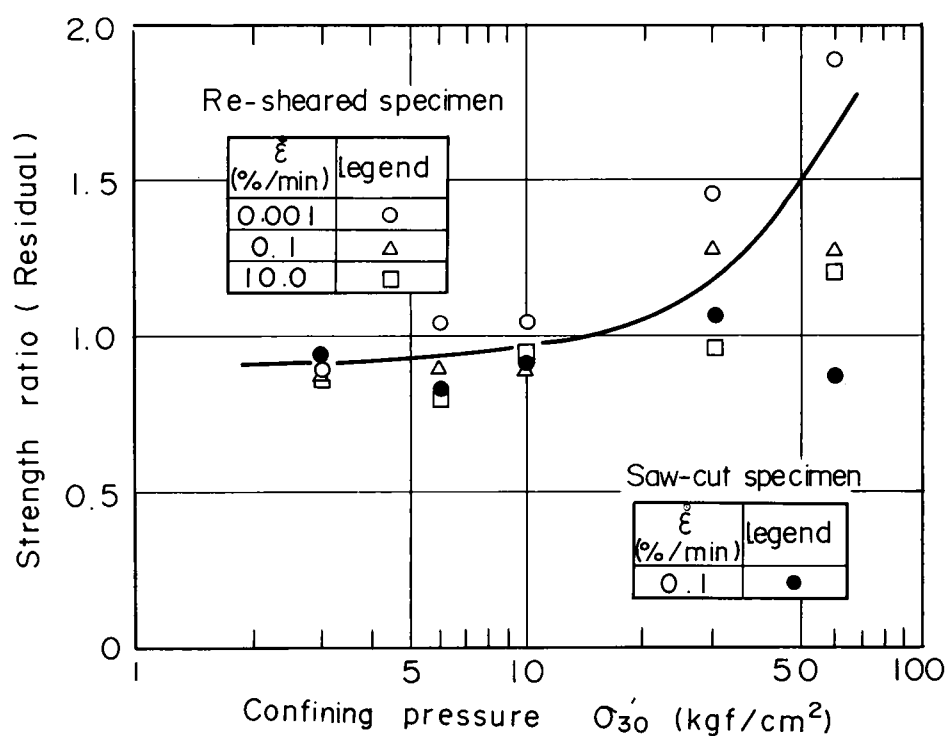


図 4 - 4 8 強度比（再せん断時および弱面を有する供試体の残留強度／インタクト供試体の残留強度）と拘束圧の関係

えられる。

5-2 破壊規準

振動載荷試験及び圧密非排水試験でみられた急激なすべりが生じる時の降伏強度，最大強度発揮前に 10^4 回の繰返しを行った時の降伏強度ならびに一定ひずみ速度下で得られた残留状態での強度を比較するために図4-49を準備した。図は残留ならびに降伏強度と初期有効拘束圧の関係を示したものであるが，ひずみ速度ごとの整理は行っていない。なお，図中にはインタクト供試体に対する残留強度と初期有効拘束圧 σ'_{30} の関係を実線（平均値）で示してある。また，図中で(*)を示したのは 10^4 回の繰返しを行った後に一定ひずみ速度下で得られた降伏強度を示したものである。図から以下の点が指摘できる。

- (1) 降伏および残留強度はともに拘束圧の大きさに依存し，それらの関係はほぼ直線で近似できる。
- (2) $\sigma'_{30} \leq 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ の拘束圧下における降伏強度は残留強度よりも小さく，この傾向は拘束圧が低いほど顕著にみられる。しかし， $\sigma'_{30} = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ での降伏強度は残留強度とほぼ等しい値を示す。
- (3) 残留強度に着目すると，再せん断を受けた供試体および弱面を有する供試体ともに有意

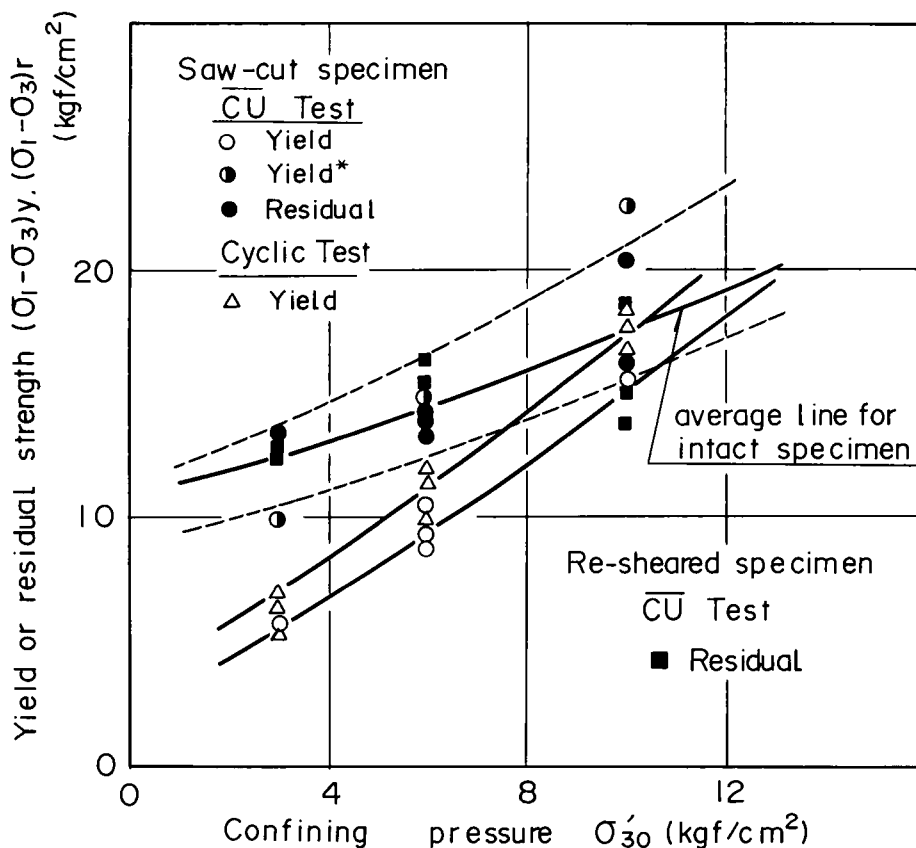


図4-49 残留強度ならびに降伏強度と拘束圧の関係

な差はなく、また、それらはインタクト供試体で得られた残留強度線付近にプロットされている。

- (4) 10^4 回の繰返しをあらかじめ与えておいた弱面を有する供試体の降伏強度は、他の条件下で行われた供試体の残留強度にほぼ相当した値を示している。

(4)の結果は、微小な応力を繰返し、弱面に負荷することにより弱面上で粒子破碎が生じ、その結果大きなひずみを与えた時の弱面上での接触状態と類似したものになることを示している。また、(2)に関しても同様に拘束圧の大きさに応じて弱面上での接触状態がより緊密になりせん断抵抗が増大することを意味しているものと思われる。特に、弱面を有する供試体 (Saw-cut specimen) を用いて不連続性岩盤の振動時における強度特性を把握しようとする場合は、対象とする不連続面上での接触状態、すなわち粒子の破碎状況やその配列方向ならびに夾在物の有無等を充分考慮して試験を実施することが肝要であろう。さらに、極めて大きなひずみ条件下では供試体内部での応力-ひずみ状態が不均一になり、その結果残留強度の決定に幾分かの問題点を残すが、先に述べたようにせん断に先立ち、微小な応力振幅下での振動载荷により、弱面上での粒子破碎をもたらして行う方法は、小さなひずみレベルで泥岩の残留強度を推定できることから、残留強度を決定する有効な方法の一つと考えられる。同種の方法により他軟岩材料に対するデータを集積して、今後さらに検討を進めていきたい。

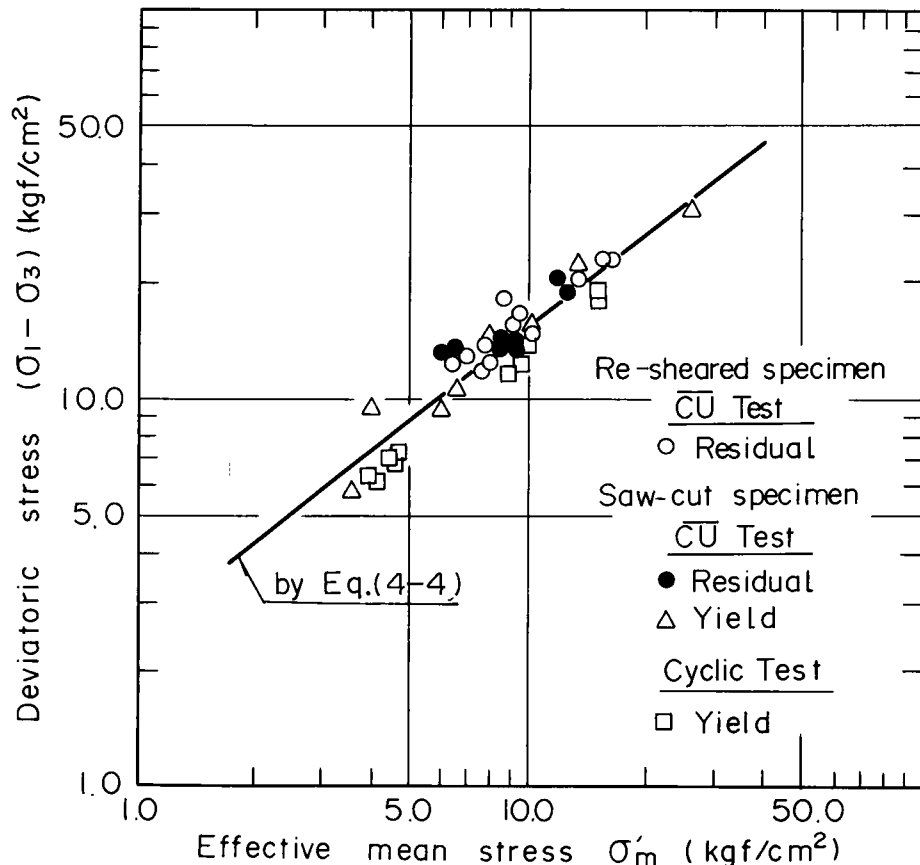


図4-50 再せん断時および弱面を有する供試体の破壊基準

一方、上記した各種試験結果から、本章 4-3 で述べた有効応力に基づく破壊規準との対応をみるために図 4-50 を準備した。図は再せん断時における残留強度、弱面を有する供試体の降伏ならびに残留強度を有効平均応力との関係で示したものである。図から、泥岩の残留ならびに降伏強度に対する破壊規準は弱面上での粒子破碎状況、配列方向などにかかわらず、インタクト供試体の残留強度に対する破壊規準で統一的に表わしうるものと結論づけることができる。

5-3 強度のひずみ速度依存性

一定ひずみ速度下における三種類の供試体を用いた圧密非排水試験から得られた残留強度とひずみ速度 ($10 \sim 10^{-3} \%/\text{min}$) の関係を示したのが図 4-51 である。図によれば、残留強度に対するひずみ速度依存性が認められ、①ひずみ速度依存性はいずれの供試体においても共通してみられること、②拘束圧が大きいほどその依存度合いは大きく、 $10^{-3} \%/\text{min}$ での残留強度を基準にした時、 $\sigma'_{30} = 10, 6, 3 \text{ kgf/cm}^2$ における $10 \%/\text{min}$ での強度増加率はそれぞれ 30%, 18% および 15% として与えられること、などが知られる。

一方、振動載荷試験から得られる降伏強度と周波数の関係を示したのが図 4-52 である。図中には破線で定ひずみ速度試験 ($0.1 \%/\text{min}$) で得られた降伏強度も併せて示してある。図

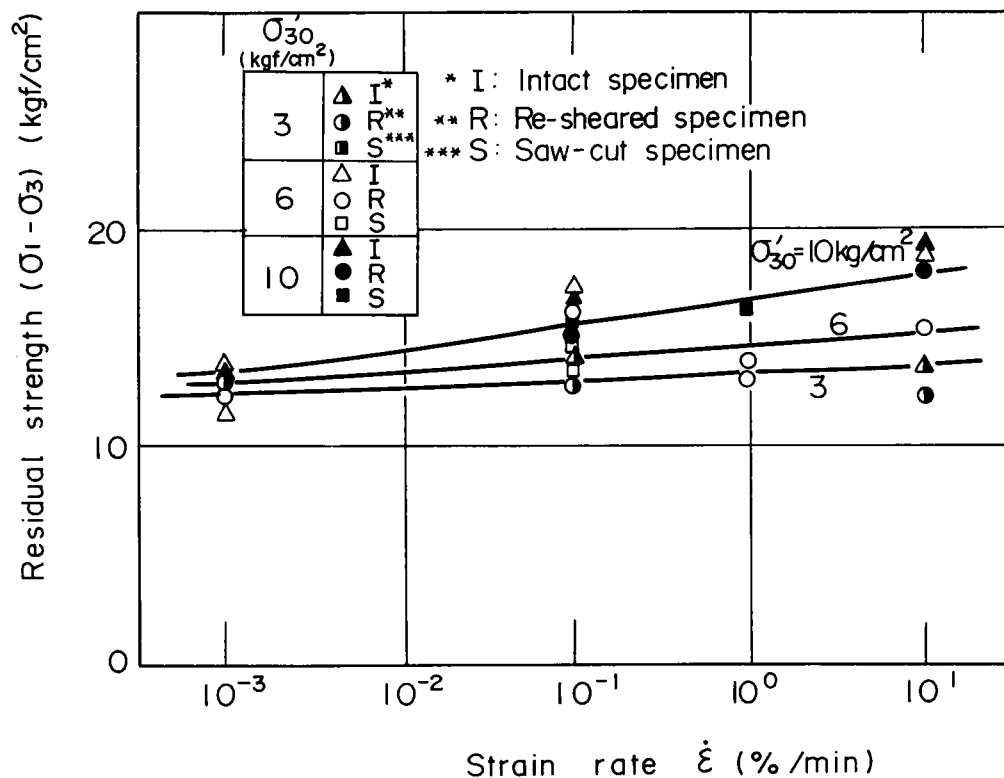


図 4-51 残留強度のひずみ速度依存性

から、振動載荷試験により得られる降伏強度には幾分かの周波数依存性が認められ、それらは拘束圧の大きさによらず、0.1 %/min 下での降伏強度を上廻る値を示すことが判る。

以上に示したように、残留強度および降伏強度にはひずみ速度依存性がみられることが判明した。その依存の程度は本章 4-2 で述べた最大強度に対するものほど大きなものではないが、地震時のようにひずみ速度が大きい場合に想定した時、弱面間では通常

のひずみ速度 (0.1 ~ 1 %/min) 下で得られる残留強度を上廻る強度が発揮できることが指摘できる。

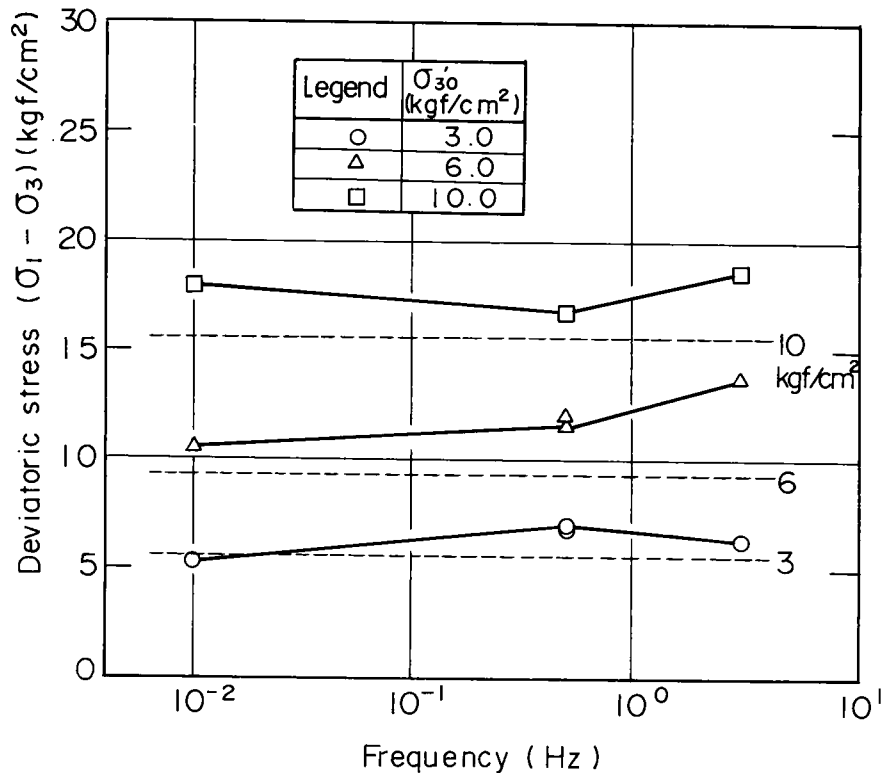


図 4-52 弱面を有する供試体の振動載荷試験における破壊強度と周波数の関係

第 6 節 泥岩のせん断剛性率

本章第 3 節および第 4 節では破壊もしくはその近傍における泥岩の力学的挙動について述べてきた。そこで取り扱ったひずみレベルは $10^{-3} \sim 10^{-1}$ のオーダーであるが、さらに微小なひずみ領域での変形特性を詳細に調査しておくことは地震時の地盤の応答特性を解釈する上で重要なものとなる。本節では、 $10^{-5} \sim 10^{-3}$ のひずみ領域に対する変形特性、特に振動載荷時におけるせん断剛性率に着目した実験結果について述べる。試験は本章第 2 節で述べた非接触型変位計と内部ロードセルを用いて行った。採用した周波数は 0.5 Hz で、実験はすべて圧密非排水条件下で行った。

6-1 ひずみ依存性

6 kgf/cm² および 30 kgf/cm² の拘束圧下で等方圧密した後、微小ひずみレベル下で振動载荷を行った時に得られた応力～ひずみ曲線の一例を図4-53に示す。図から明らかなように、軸ひずみが10⁻⁶レベルにおいてさえその応力～ひずみ曲線は履歴ループを示しており、完全弾性体としての挙動は示していない。これは、微小なひずみ領域においても用いた泥岩の力学特性は弾塑性的もしくは粘弾塑性的なものであることを意味しているが、このことは金属材料、例えば軟鋼などにおいて比例限界内で振動荷重を加えた時にもみられる現象⁹⁰⁾である。すなわち、破壊領域までの大きなひずみレベル下での実験結果からは予想されなかった現象がひずみ領域を限定することにより拡大された形で表われてきたものと言える。今、等価線形化手法⁹¹⁾の考え方を導入して上記した弾性係数と減衰比がひずみの大きさに伴ないどのように変化するかをみてみよう。図4-54は有効拘束圧3.0 kgf/cm²で圧密後、16.0 kgf/cm²の軸差応力を負荷して振動载荷試験を行った時に得たせん断剛性率Gとせん断ひずみ γ ならびに減衰比hと γ の関係を示したものである。ここにGは軸差応力と軸ひずみより算出されるヤング率Eとポアソン比 ν (0.5と仮定)を用いて次式から算出したものである。

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4-15)$$

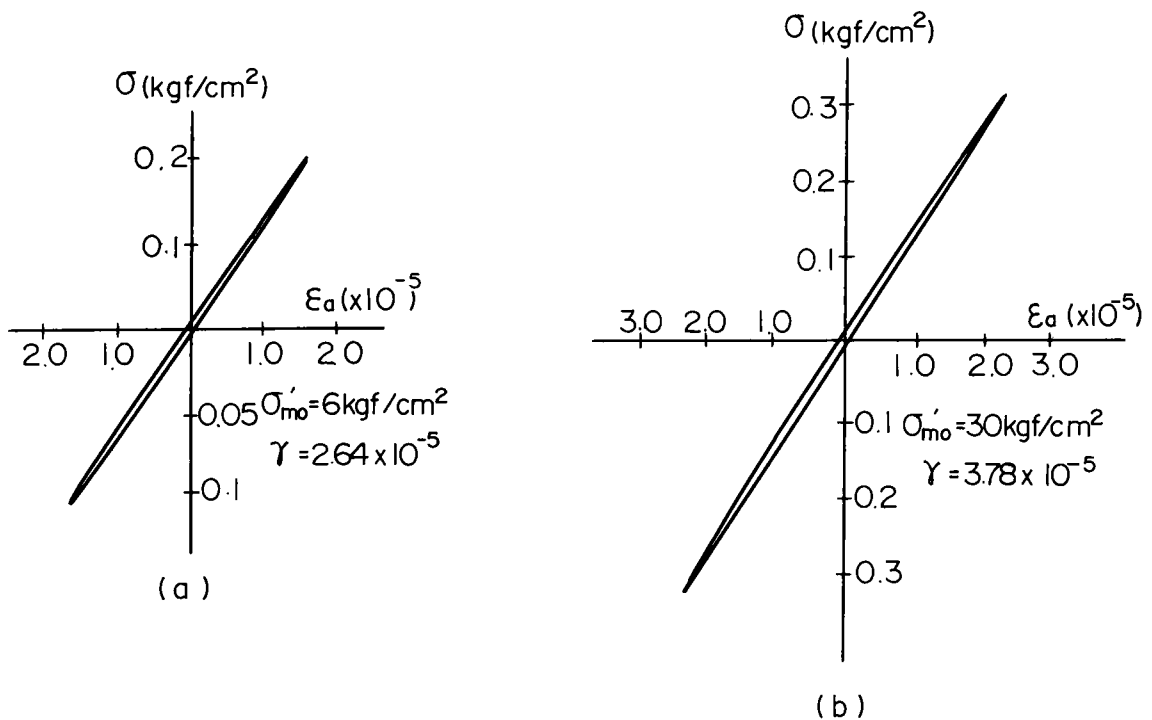


図4-53 微小ひずみ時における応力～ひずみ曲線

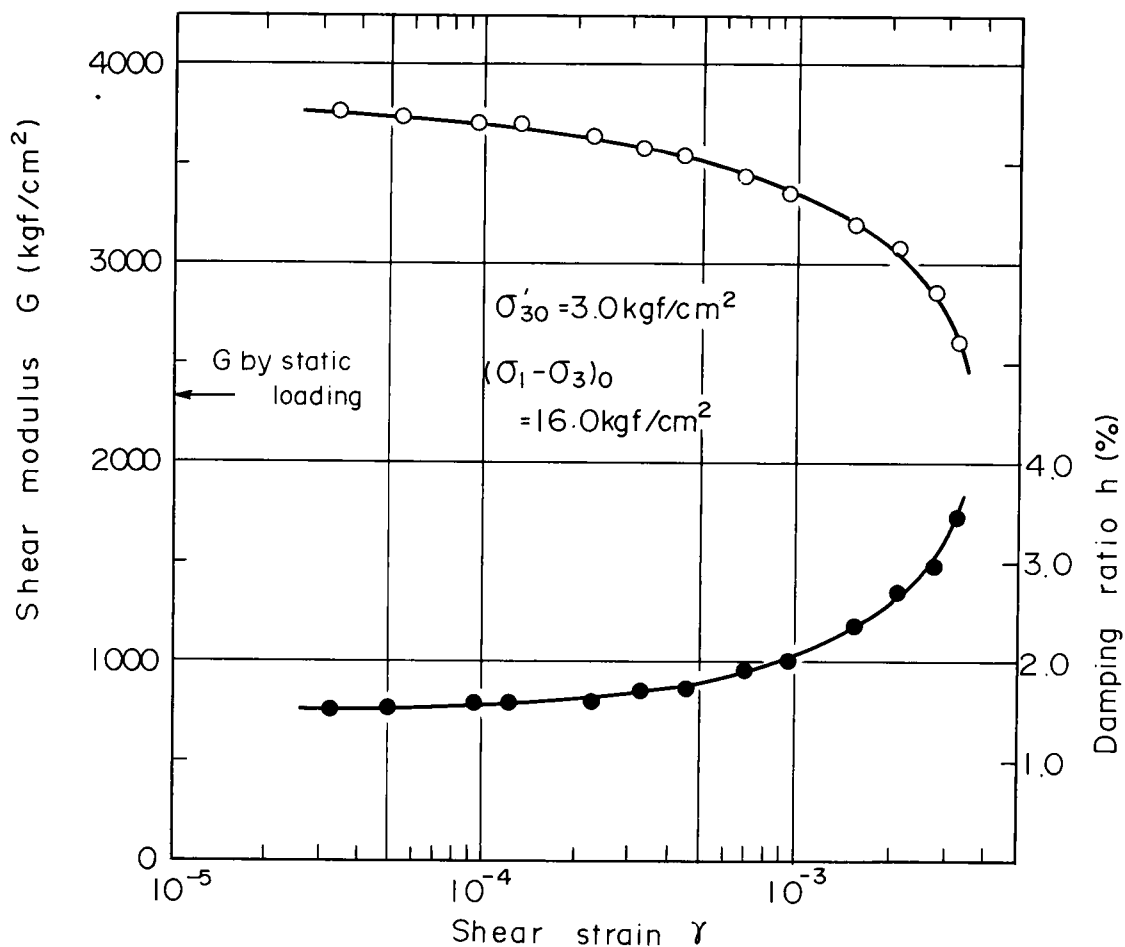


図4-54 G-h- γ 曲線

また、 γ は $(1+\nu) \cdot \epsilon$ (ただし、以下に述べる γ はすべて片振幅分を意味している) として算出している。図によれば G は γ の増大に伴ない 10^{-5} レベルから低下する傾向にあるが、この低下傾向は 10^{-3} 以上のひずみレベルで顕著である。また、減衰比の変化傾向についても同様の事が言える。なお、図中には $0.1\%/min$ のひずみ速度下で得られた応力-ひずみ曲線から $\gamma = 0 \sim 10^{-3}$ の範囲で求めたせん断剛性率を矢印で示してあるが、振動載荷試験で得られた G と比較してかなり小さな値を示し、その割合は $\gamma = 1 \times 10^{-5}$ での G に対し 60% 程度である。

6-2 ひずみ履歴依存性

不均質性の強い岩石を対象とし、振動載荷試験により1本の供試体から種々な応力条件下でのせん断剛性率 G を求めることは、ただ単に数多くのデータを確保することのみならず、 G に与える諸々の要因を分析するために重要なことである。このことは、1本の供試体からその破壊規準を求めようとする多段階載荷試験と類似している。ただし、先に述べたように岩石と言えどもそのせん断剛性率にはひずみ依存性がみられるので、1つの応力条件下でどの程度まで

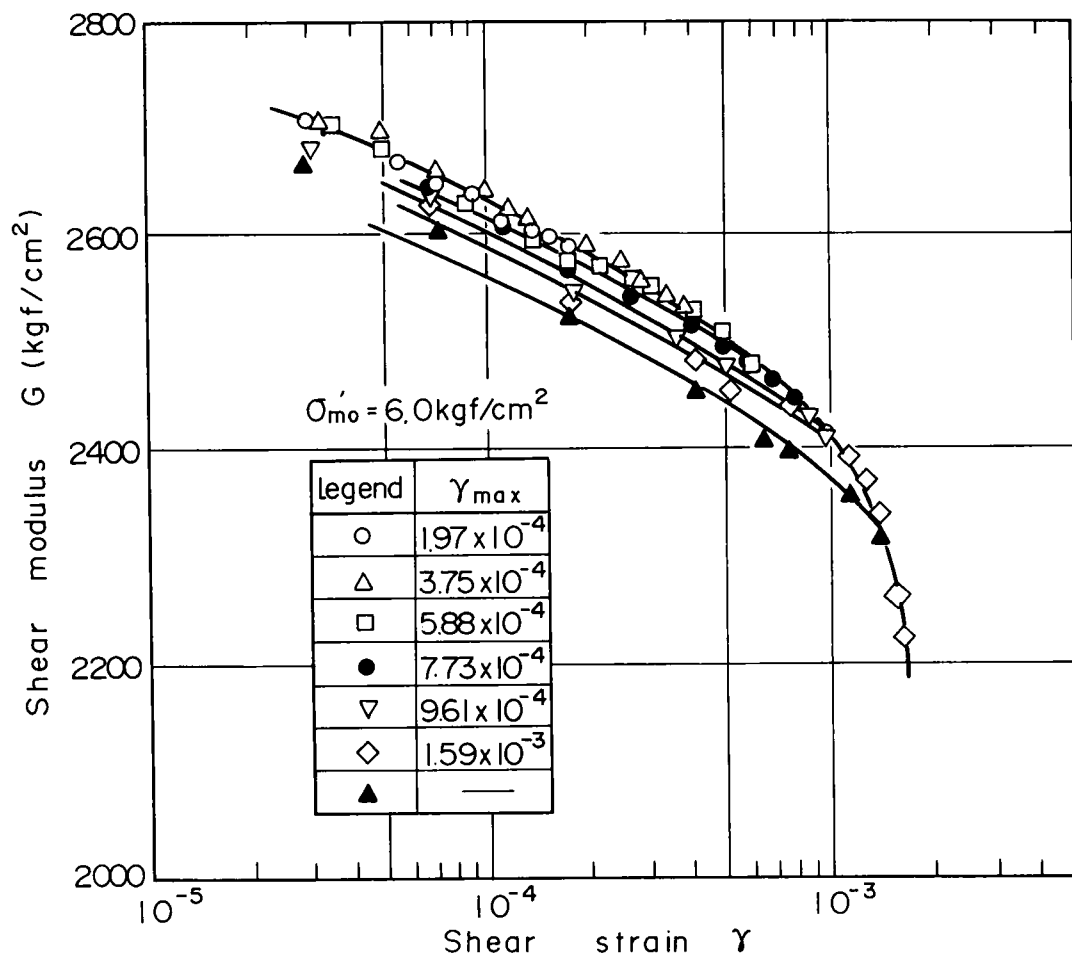


図 4 - 5 5 最大せん断ひずみをパラメータにしたせん断剛性率
とせん断ひずみの関係（等方応力条件）

のひずみを供試体に与えた時に別の応力条件下での実験結果に有意な影響を与えるのかを知ることが肝要である。この点を明らかにするために図 4 - 5 5 を準備した。これは、まず有効拘束圧 6 kgf/cm^2 で圧密し 3×10^{-5} の微小ひずみレベルからあるひずみレベルまで振動載荷試験を実施した後、再び最初のひずみレベルから同様の試験を行い、各試験における最大ひずみレベルを徐々に大きくしていくという過程で得られたものである。図から、以下の点が指摘できる。

- (1) 最大せん断ひずみ r_{max} が 5.88×10^{-4} に至るまでの G には、ひずみ履歴の影響は認められない。
- (2) r_{max} が上記の値を超えると、同一ひずみレベルにおける G は前回のそれより低下し、この低下は r_{max} が大きい程大きくなる。

一方、 r を 1×10^{-4} に固定し、 r_{max} がその時の G の低下にどの程度影響を及ぼすのかを示すために図 4 - 5 6 を準備した。図は縦軸に $r_{max} = 0$ 時の G で各 r_{max} を与えた場合に得られ

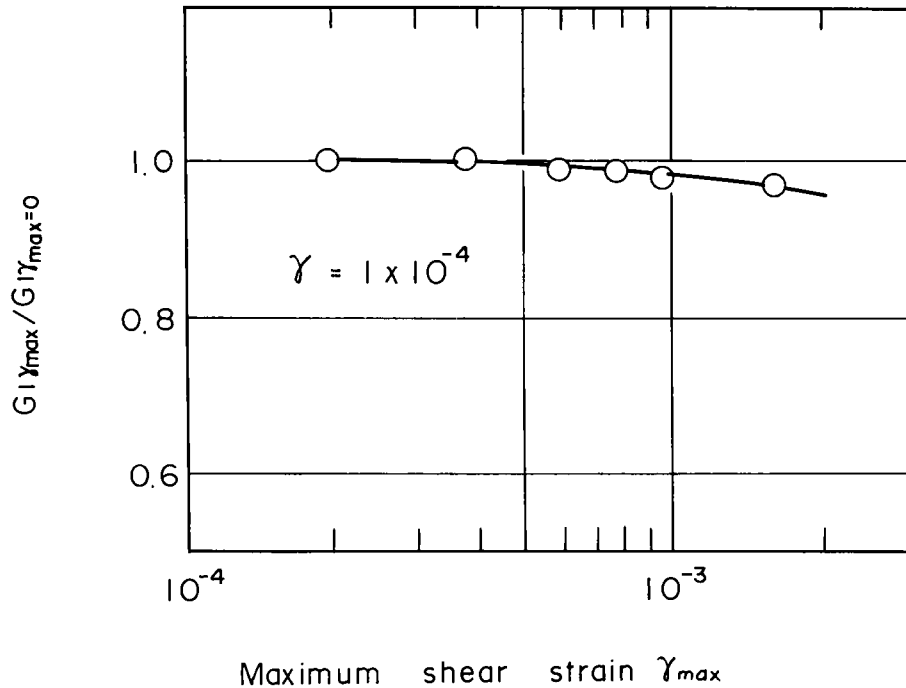


図 4 - 5 6 セン断ひずみ $\gamma = 10^{-4}$ 時点での最大せん断ひずみ
とせん断剛性率の低下割合の関係

る G を除した値を，一方横軸には γ_{max} をとり実験結果を整理したものである。この図および先に述べた点を勘案すると $\gamma = 5 \times 10^{-4}$ 程度のひずみレベルで試験を終了しておけば，別の応力条件下で得られる G にはひずみ履歴の影響は含まれないものと言えよう。

6 - 3 拘束圧依存性

せん断剛性率 G の拘束圧依存性をみるために，有効拘束圧 σ'_{30} が $3 \sim 6 \text{ kg f / cm}^2$ の範囲で圧密し，振動載荷試験を行った。図 4 - 5 7 および図 4 - 5 8 は試験結果を G と γ の関係で整理したものである。図中 "Loading" は σ'_{30} を 3 kg f / cm^2 から 60 kg f / cm^2 へと増加させる過程を示しており，他方，"Unloading" は 60 kg f / cm^2 から有効拘束圧を減少させる過程を示している。図より以下の点が指摘できる。

- (1) 載荷過程を問わず， G は拘束圧依存性を示し，拘束圧の増加は G の増加をもたらす。また，この依存度合いは "Unloading" 時により顕著にみられる。
- (2) G と γ の関係をみると， σ'_{30} が 60 kg f / cm^2 を除けば，せん断ひずみの増加に伴う G の低下割合は拘束圧によらずほぼ同様なものといつてよい。

一方，同一ひずみレベル ($\gamma = 1 \times 10^{-4}$) での G の拘束圧依存性をみるために準備したのが図 4 - 5 9 である。図は縦軸に $\gamma = 1 \times 10^{-4}$ での G を，横軸には有効平均応力 σ'_m をとり，

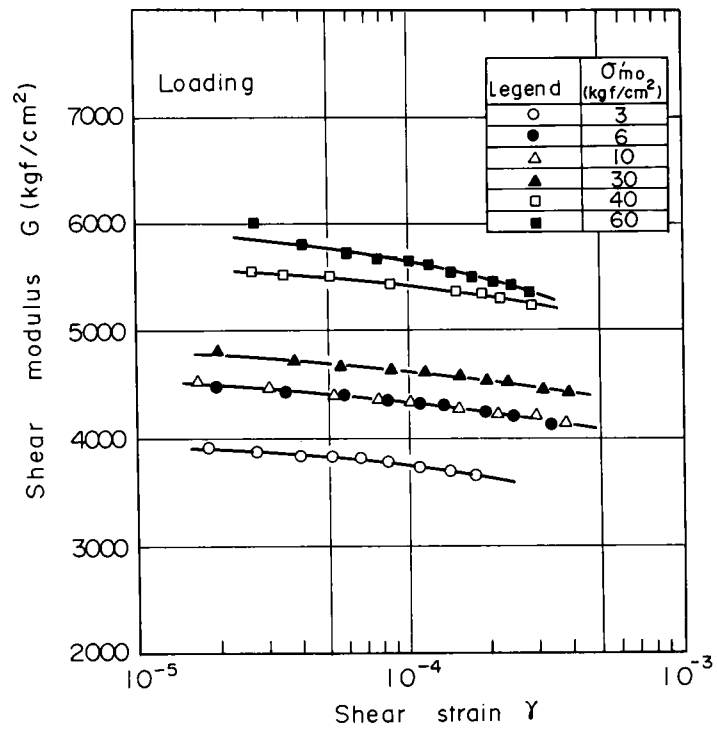


図 4 - 5 7 せん断剛性率とせん断ひずみの関係
(Loading)

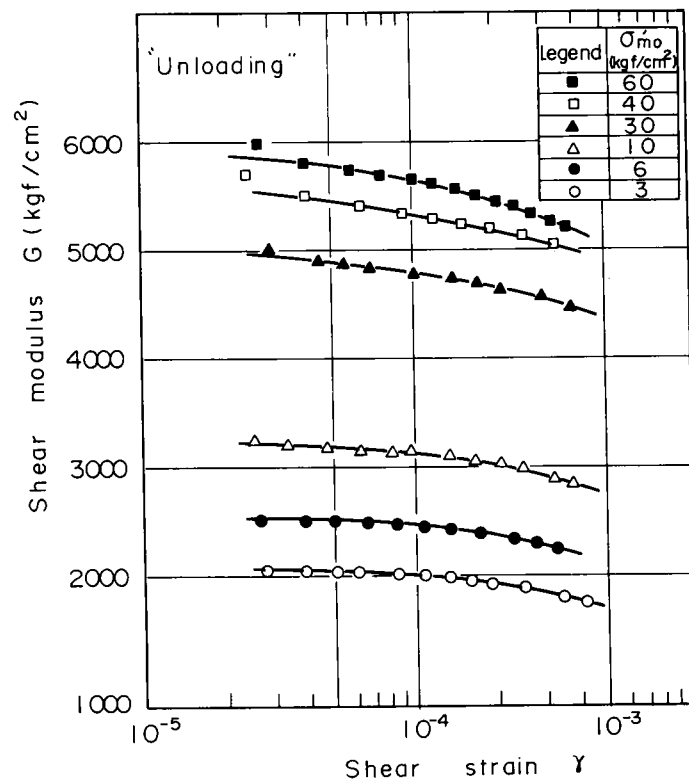


図 4 - 5 8 せん断剛性率とせん断ひずみの関係
(Unloading)

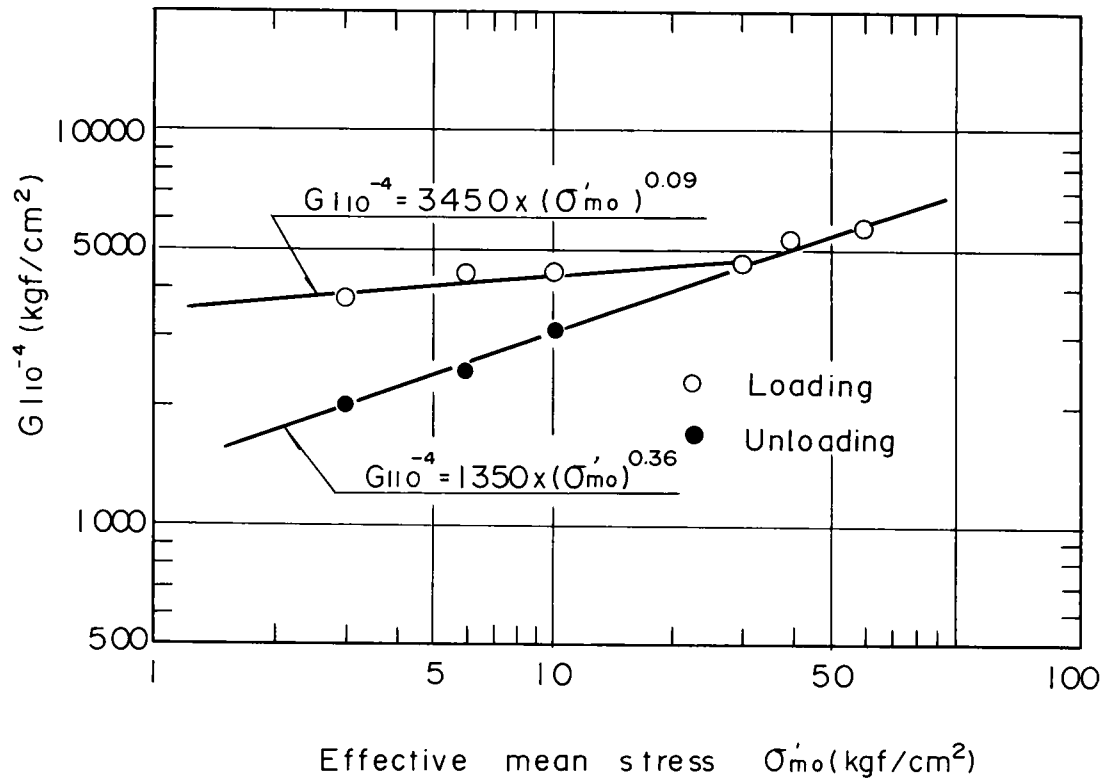


図 4-59 $\tau = 1 \times 10^{-4}$ 時点のせん断剛性率と有効平均
応力の関係

実験結果を両対数紙上に整理したものである。図によれば、(○)で示した“Loading”時での $\log G \sim \log \sigma'_{mo}$ 関係は、 $\sigma'_{mo} = 30 \text{ kgf/cm}^2$ まで直線関係 ($G = 3450 \times (\sigma'_{mo})^{0.09}$) にあるが、その応力レベル以上では別の直線関係 ($G = 1350 \times (\sigma'_{mo})^{0.36}$)、すなわち2本の直線により規定されることがわかる。一方、“Unloading”時の $\log G \sim \log \sigma'_{mo}$ 関係は一本の直線で近似でき、その勾配は $\sigma'_{mo} = 30 \text{ kgf/cm}^2$ 以上の“Loading”時における直線勾配とほぼ同一である。なお、“Loading”時における直線の折れ曲り点における有効平均応力は、本泥岩の圧密降伏応力に相当する。上記した結果は、圧密降伏応力以上の拘束圧により供試体内部における粒子間のセメンテーションが崩壊し、これにより変形特性の拘束圧依存性が増加したためと思われる。このことは、定ひずみ速度試験結果から多孔質凝灰岩に対する弾性係数の拘束圧依存性を論じた足立⁷⁸⁾と同様の結果を与えている。なお、不攪乱粘土を用いたHardinとBlack⁹²⁾によると、上記したと同様、せん断剛性率と有効拘束圧の関係は圧密降伏応力を境にして、正規および過圧密領域で2本の直線(両対数紙上)で与えられることを示している。しかし、泥岩の場合、圧密降伏応力以上の有効拘束圧下で圧密し、それを減少させる過程すなわち過圧密領域での $\log G \sim \log \sigma'_{mo}$ の関係は正規圧密領域でのそれと同様であり、粘土とは異った特性を示す。すなわち、粒子間のセ

メンテーションが発達し、固結の進んだ粘土とそうでない粘土とでは過圧密領域での变形特性に違いがみられることが指摘できる。

6-4 初期軸差応力依存性

せん断剛性率 G の有効拘束圧依存性については先に述べた通りであるが、斜面内部や構造物周辺地盤などのように初期軸差応力が作用している場合を想定すると、 G に及ぼす初期軸差応力の影響についても把握しておかねばならない。

図4-60および図4-61は、 $\sigma'_{30} = 6.0 \text{ kg f/cm}^2$ および 3.0 kg f/cm^2 で圧密した後、排水条件で図中に示す各軸差応力段階までせん断応力を加えて振動載荷試験を行った時に得られた G と γ の関係をそれぞれ示したものである。これらの図より以下の点が指摘できる。

- (1) いずれの拘束圧下でも G は初期軸差応力の大きさに応じて変化する。その変化のし方は拘束圧の大きさによって異なり、 $\sigma'_{30} = 6 \text{ kg f/cm}^2$ の場合（過圧密領域）は、作用軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_0$ が 16 kg f/cm^2 までは $(\sigma_1 - \sigma_3)_0$ の増大に伴ない G も増加するが、それ以上の $(\sigma_1 - \sigma_3)_0$ のもとでは逆に減少を示す。また、 24 kg f/cm^2 の作用軸差応力条件下での実験後、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_0$ を減少する過程で得られる G は、増加させる過程で得られる G よりも小さい。一方、 $\sigma'_{30} = 3.0 \text{ kg f/cm}^2$ の場合（正規圧密領域）は、軸差応力の増大により G は減少する。

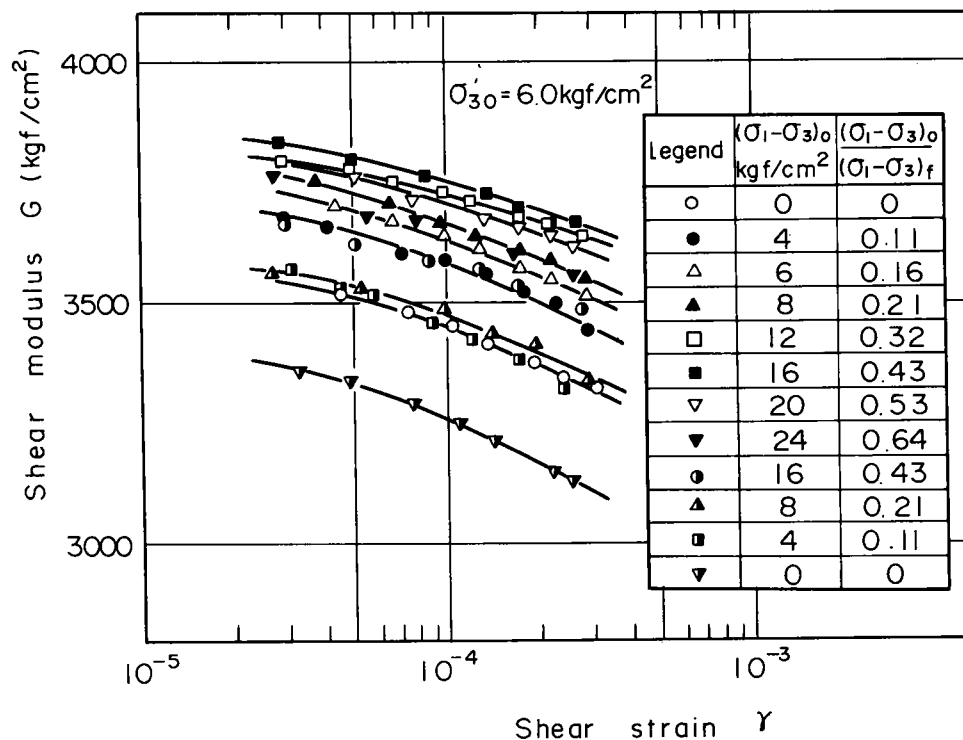


図4-60 初期軸差応力をパラメータにしたせん断剛性率とせん断ひずみの関係 ($\sigma'_{30} = 6 \text{ kg f/cm}^2$)

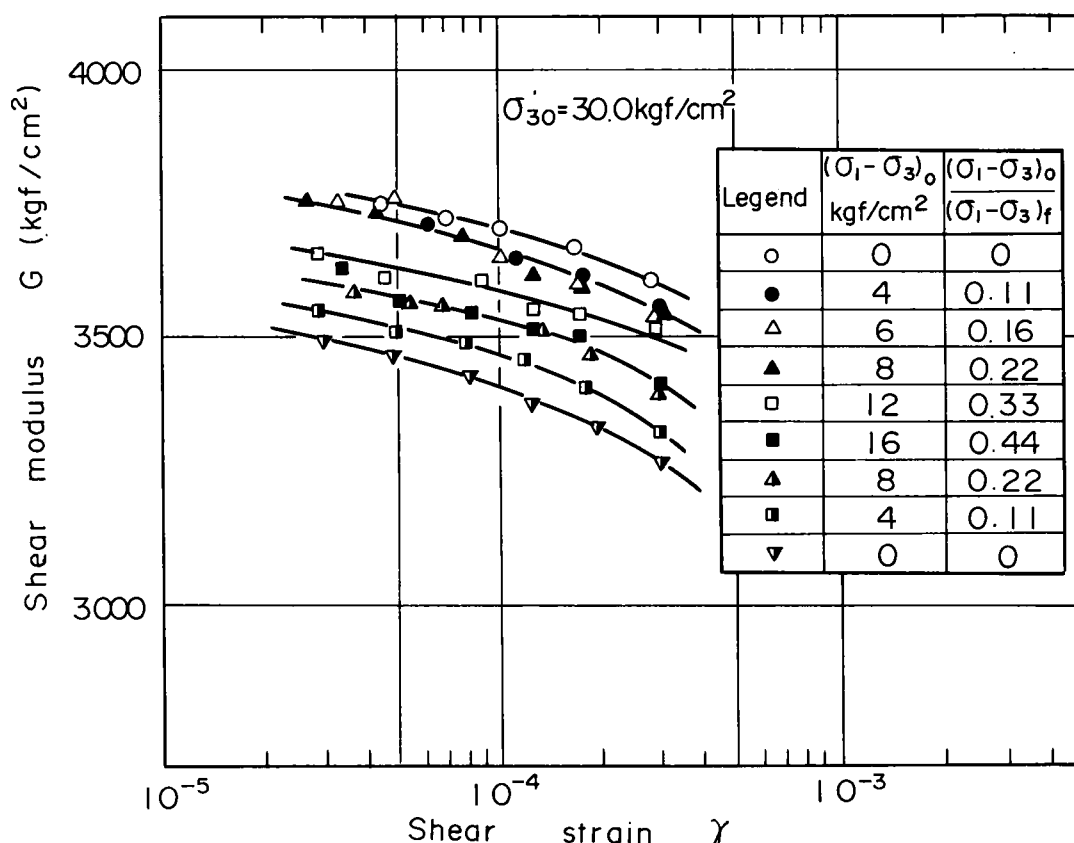


図 4 - 6 1 初期軸差応力をパラメータにしたせん断剛性率とせん断ひずみの関係 ($\sigma'_{30} = 30.0 \text{ kgf/cm}^2$)

(2) せん断ひずみ γ の増加に伴う G の低下割合は初期軸差応力の影響を受けずほぼ等しいものと言える。

以上の点をより明確にするために $\gamma = 1 \times 10^{-4}$ の G を $(\sigma_1 - \sigma_3)_0 = 0$ 時の $G (=G^*)$ で除した値と $(\sigma_1 - \sigma_3)_0 / (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ ($(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ は $0.1\%/\text{min}$ のひずみ速度下で得られた最大強度を意味する) との関係を図 4 - 6 2 および図 4 - 6 3 に示した。 $\sigma'_{30} = 6 \text{ kgf/cm}^2$ の場合 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ に対し 75% 程度の軸差応力を負荷した段階まで試験を実施したが, $(\sigma_1 - \sigma_3)_0 / (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ が 0.3 程度で G/G^* は最大値 (1.03) を示し, それ以上の軸差応力および軸差応力を減少させる過程では減少する傾向にある。また, $\sigma'_{30} = 30 \text{ kgf/cm}^2$ の場合は先に述べたように軸差応力の増大は G の低下をもたらし, かつ減少過程で得られる G は同一軸差応力下でみると増加過程での G を下廻った値を示し, $(\sigma_1 - \sigma_3)_0 / (\sigma_1 - \sigma_3)_f = 0.45$ まで軸差応力を負荷して等方状態に戻した際の G は初期の値の 1 割減となっている。

以上に示したように, 本泥岩のせん断剛性率は初期軸差応力により影響されるが, その依存具合はそれほど大きなものではないものと言ってよい。

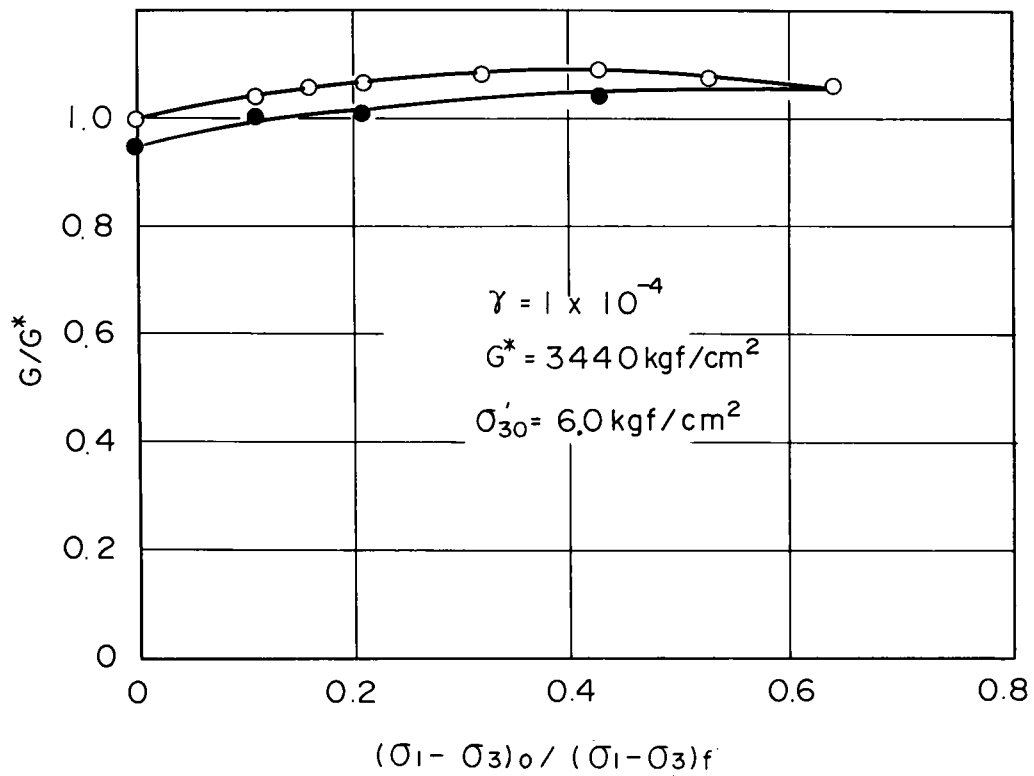


図 4 - 6 2 せん断ひずみ $\gamma = 1 \times 10^4$ 時点での G/G^*
 と応力比 $(\sigma_1 - \sigma_3)_0 / (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の関係 ($\sigma'_{30} = 6.0 \text{ kgf/cm}^2$)

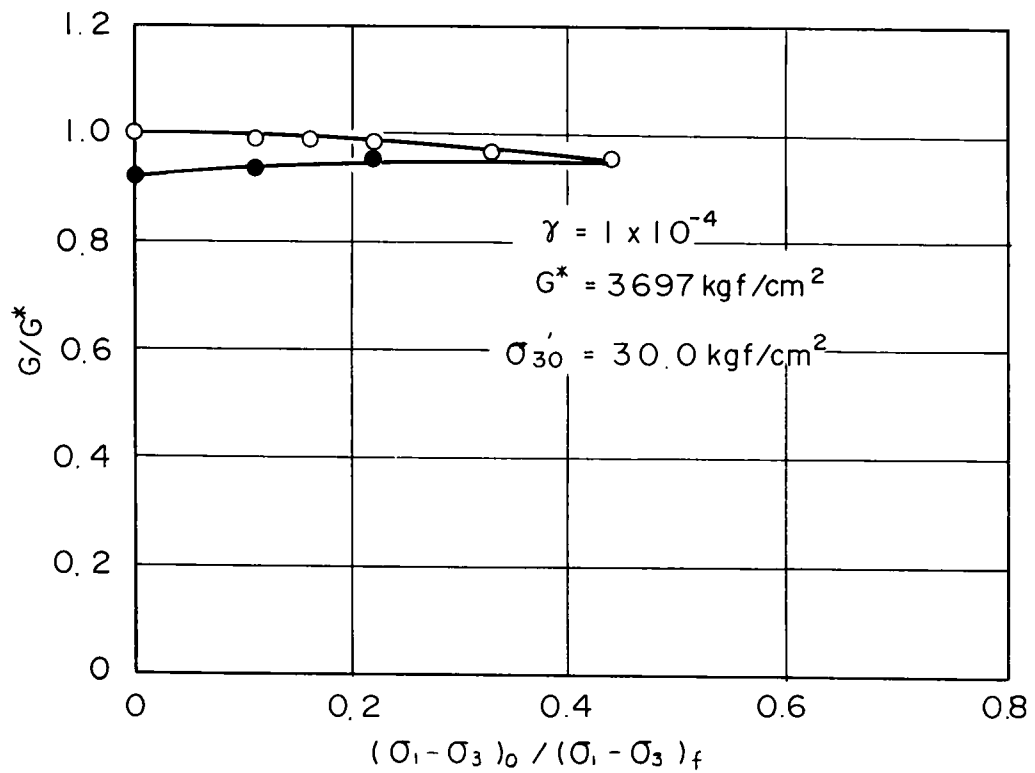


図 4 - 6 3 せん断ひずみ $\gamma = 1 \times 10^4$ 時点での G/G^*
 と応力比 $(\sigma_1 - \sigma_3)_0 / (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の関係 ($\sigma'_{30} = 30.0 \text{ kgf/cm}^2$)

第7節 ま と め

本章は、新第三紀鮮新世に属する泥岩を対象とし、三軸圧縮試験、クリープ試験、および振動載荷試験により基本的力学特性を明らかにして、各種載荷試験結果の統一的解釈を行うとともに、弱面を有する供試体の強度-変形特性ならびに微小ひずみレベルにおけるせん断剛性率について述べたものである。以下に得られた結論を要約する。

- 1) 本研究に用いた泥岩は過圧密状態にあり、圧密降伏応力以下の拘束圧下 ($\sigma'_{30} < 30 \text{ kg f / cm}^2$) ではひずみ軟化が顕著に生じ、その最大強度は $25 \sim 30 \text{ kg f / cm}^2$ の範囲にある。一方、圧密降伏応力以上の拘束圧下ではひずみ硬化-軟化型の応力-ひずみ特性を示し、正規圧密土の強度-変形特性と同様の挙動を示す。最大強度は、拘束圧の大小によらずひずみ速度依存性を示し、それが大きい程、強度も大きくなる傾向にある。
- 2) クリープ破壊強度は三軸圧縮強度の約70%である。また、最小クリープひずみ速度と作用軸差応力ならびにクリープ破壊時間と最小クリープひずみ速度との間には一定の関係がみられた。
- 3) 拘束圧が 30 kg f / cm^2 以下での振動載荷試験によると、繰返し回数の増大とともに徐々にひずみは累積し、ある回数で急激にひずみが増加する。この状態をもって振動載荷による破壊とみなすことができる。この時の強度は、初期軸差応力依存性を示し、初期軸差応力が大きいほど大きいことおよび繰返し回数の増加とともに減少し、100回の繰返しで三軸圧縮強度の85%程度となることが示された。また、正規圧密領域ではひずみ速度の増加に伴う強度増加率は過圧密領域でのそれより大きい、繰返しによる強度低下割合もまた大きいものと言える。
- 4) 振動載荷試験および圧密非排水クリープ試験結果から各拘束圧に応じた平衡状態が存在すること。および圧密降伏応力以下の拘束圧下では破壊に至る際の軸ひずみは載荷条件の違いによらず0.8%とほぼ一定値で与えられることが示された。
- 5) 過圧密領域における最大強度とひずみ速度の関係は、クリープ破壊強度と最小クリープひずみ速度の関係と一致する。また、強度の下限値は残留強度として与えられ、それは1万年オーダーのクリープ破壊強度に相当する。
- 6) 有効応力に基づくならば、最大および残留強度に対する破壊規準は軸差応力と有効平均応力を座標軸とする両対数紙上で直線近似できる。また最大強度に対する破壊規準はひずみ速度依存性を示し、ひずみ速度が大きいほど上位に位置する。
- 7) 最小クリープひずみ速度と応力ならびにクリープ破壊時間の関係と破壊時ひずみに着目

し、応力－ひずみ速度関係を誘導した。そして、この関係式は、一定ひずみ速度下における最大強度に対する破壊規準ならびに振動載荷による強度と繰返し回数の関係を説明でき、したがって、各種載荷試験での強度－変形特性は統一的に解釈できることを示した。

- 8) 再せん断時ならびに最大主応力面に対し 60° の角度で弱面を有する供試体の残留強度は、インタクト供試体の残留強度と一致する。一方、急激なすべりが生じる時点で定義された降伏強度は残留強度よりも小さいが、拘束圧の増加およびせん断前において微小な応力振幅下で繰返し載荷を行うことにより残留強度とほぼ一致した値を示すことが明らかとなった。また、残留強度は幾分かのひずみ速度依存性を示した。
- 9) 最大主応力面に対し 60° の角度で弱面を有する泥岩の最大強度ならびに残留強度に対する破壊規準はインタクト供試体の残留強度に対する破壊規準（有効応力表示）と一致する。
- 10) 振動載荷により求められたせん断剛性率 G は、せん断ひずみ γ が大きくなると低下する傾向にあるが、 γ が 5×10^{-4} 以下での G はひずみ履歴の影響を受けないこと、拘束圧の増大は G の増加をもたらすが、この増加割合は圧密降伏応力を境にして異なり 2 本の直線で G と有効平均応力の関係が近似化できること、また軸差応力の負荷に伴ない G は変化するが、その影響度合いは比較的少ないことなどを明らかにした。

第5章 結 論

本編は、砂および泥岩などの地盤材料を対象として弾－塑性論的見地に基づき各種载荷条件下における力学特性について考察するとともに、それを記述しうる構成式の確立を目的として行われたものである。各章の結論は章の末尾においてまとめてあるので、ここではこれらの要約を行い本編の結論とする。

第1章では、地盤材料の強度－変形特性に関して行われてきた既往の研究成果を述べるとともに、本研究における構成式の誘導に当り基本とした弾－塑性理論の概要について述べた。

第2章は、三軸試験装置を用いた実験結果から排水条件下における正規圧密された飽和砂の力学特性について述べたものである。まず、三軸圧縮および三軸伸張条件下での各応力径路下における砂の変形特性について論じ、有効応力比と正八面体せん断ひずみならびに有効応力比とダイレイタンスーによる体積ひずみが、応力径路の違いによらずほぼ一義的に決定しうることを示した。次いで砂の降伏特性に関する議論を行い、その降伏条件はせん断によるものと圧密によるものとに区別して考える必要があることを指摘するとともに、それぞれに対する降伏条件式を提示した。そして各降伏条件を満足するさいの塑性ポテンシャルについて考察し、せん断時の降伏条件に対する塑性ポテンシャルを有効応力比と塑性ひずみ増分比の一義的な関係に着目して誘導するとともに、圧密降伏に対する塑性ポテンシャルは有効平均応力で与えられることを示した。

以上の降伏条件式と塑性ポテンシャルならびに有効応力比と塑性正八面体せん断ひずみ関係および間げき比と有効平均応力の関係をせん断ならびに圧密に対する降伏時の硬化関数としてそれぞれ与え、非関連流動則と等方硬化理論に基づき一般応力条件下での構成式を誘導した。また、提案した構成式の適用性を三軸圧縮および三軸伸張試験結果と比較することにより検証した。

第3章は、正規および過圧密状態にある飽和砂が非排水条件下で示す強度－変形特性について論じたものである。まず、単調载荷試験結果から正規および過圧密砂のダイレイタンスー特性について考察を行い、各過圧密状態にある飽和砂がせん断を受けた時の弾性限界（ダイレイ

タンシー限界と呼称)を明確にした。次いで、振動載荷試験から間げき水圧の累積が停止する平衡状態が存在することを示し、これが正規および過圧密砂に関わらずユニークに決定できることを明らかにした。そして、この平衡状態を楕円で近似することをこころみるとともに、等価圧密圧力の概念を導入することによりダイレイタンシー限界の表示式を与えた。この平衡状態式と M_m 線(体積最大圧縮時の有効応力比一定線)との交点が、液状化強度の下限值に相当することについて説明を加えた。さらに、任意の圧密履歴を有する飽和砂が液状化へ到る場合の変形挙動についても述べ、初期液状化後の変形特性は過圧密比の大きさによらないことを示した。

以上の実験事実ならびに第2章で提示した構成式を基本とし、正規および過圧密砂が非排水条件下で単調載荷および振動載荷を受けた時の変形挙動を説明しうる弾-塑性構成式を提案するとともに、実験結果との比較からその適用性についての検証を行った。

第4章は、我国における軟岩の代表的な一種である泥岩の力学特性について述べたものである。まず、有効拘束圧が $3 \sim 60 \text{ kg f/cm}^2$ の範囲での圧密非排水、排水三軸圧縮試験、圧密非排水クリープ試験ならびに振動載荷試験結果から泥岩の基本的な強度-変形特性について述べた。すなわち、用いた泥岩は時間依存性の力学挙動を示し、かつ圧密降伏応力(30 kg f/cm^2)を境として正規および過圧密領域に相当する強度-変形特性を示すこと、ならびに最大および残留強度に対する破壊線は、軸差応力~有効平均応力を座標軸とする応力平面上で強い非線形性状を示すことを明らかにした。さらに、クリープ破壊に至るさいの最小クリープひずみ速度と作用軸差応力の関係は片対数紙上で直線近似できること、またクリープ破壊時間と最小クリープひずみ速度とは反比例の関係にあること、そして振動載荷時における強度は繰返し回数の増加に伴ない減少するが、その関係は初期軸差応力および周波数に依存し、それらが小さいほど強度は小さいこと、などを明らかにした。

続いて、上記した各種載荷条件下での強度-変形特性に対する総合的な考察を行った。まず、振動載荷試験および非排水クリープ試験結果から軸差応力および有効平均応力を座標軸とする応力平面上での平衡状態について論じた後、強度のひずみ速度依存性に対する議論から、過圧密領域における強度の下限値は残留強度であり、それは1万年オーダーのクリープ破壊強度に相当することを述べた。また、有効応力に基づくならば最大強度ならびに残留強度と有効平均応力の関係は両対数紙上で直線表示できること、過圧密領域での破壊時ひずみは試験方法を問わずほぼ一定の値によって与えられること、などを明らかにした。そして、クリープ試験による軸差応力と最小クリープひずみ速度関係および破壊時間と最小クリープひずみ速度の関係から誘導された応力とひずみ速度の関係が、一定ひずみ速度下における破壊規準とほぼ一致する

こと、および振動載荷時における累積ひずみ現象ならびに強度と繰返し回数の関係をも説明できることを示し、各種載荷条件下における強度特性が統一的に解釈できることを示した。

次に、破断面を有する供試体ならびに最大主応力面に対し 60° の角度で不連続面を有する供試体を用いた圧密非排水試験と振動載荷試験結果に基づき泥岩の残留強度特性に対する考察を行い、破断面および不連続面上での強度は面上での粒子破碎程度と配列方向ならびにひずみ速度に依存するが、有効応力に基づくならば不攪乱供試体の残留強度に対する破壊規準により統一的に説明できることを示した。

最後に、微小ひずみレベル($10^{-5} \sim 10^{-4}$)での振動載荷時におけるせん断剛性率に関する考察を行った。すなわち、 5×10^{-4} 程度のひずみレベル以下ではせん断剛性率に対するひずみ履歴依存性は認められないこと、せん断剛性率と有効平均応力は両対数紙上で直線関係にあるが、圧密降伏応力を境にして2本の直線で近似できること、および初期軸差応力の負荷はせん断剛性率の変化をもたらすが、その依存度合いは極めて小さいこと、などを明らかにした。

第 II 編

弾一塑性構成式による構造物基礎の設計手法

第6章 序 論

近年における土木構造物の大型化およびこれらが比較的軟質な地盤への立地に移行せざるをえないすう勢にあることなどから、それらを支持する基礎構造物の選定および地盤の調査には慎重でかつ綿密な配慮がなされねばならない状況にある。このような構造物の巨大化は、必然的に基礎－地盤系へ伝達される荷重を増大させることになり設計に際しては基礎の支持力や変形に対する詳細な検討を迫られることが多い。

図6-1は、構造物－地盤系の挙動に関する予測と現場実測との関連性を描いたものである。一般的には、図中に示す1, 2のプロセスで設計を進め、合理的な施工を目指した指針の作成が行われることが多いが、図中に示した(1), (2)の中には諸々の仮定が含まれているのが通常であるので、施工時における構造物・地盤の挙動を観測し、予測値との比較から(1), (2)の項を修正もしくは改良する、いわゆる動態観測工法（図中の1, 2, 3, 4のプロセス）を採用することの重要性が特に強調される気運にある。このシステムの導入により成功した事例、特に盛土⁹³⁾や掘削⁹⁴⁾に関する施工例が報告されているが、対象とする構造物によってはある予測方法に基づき決定された設計案を施工途中で簡単に覆うことが技術的にも経済的にも不可能に近い場合も少なくない。このような場合における観測工法の導入は、今後検討に値すべき重要課題と考えるが、Lambの言うAランクに位置付けられる予測⁹⁵⁾の観点に立ち安全で合理的な設計を行うとの立場からすれば、予測に際しての基本事項である境界・初期条件、構成式を含むより洗練された予測手法の確立を目指した研究も並行して進められねばならない。

本編は以上の観点に基づき、大型マット基礎と大口径埋設管の土圧・変形問題ならびに杭に作用するネガティブフリクション問題を取り上げ、現場実験、模型実験を通じての様々な知見、原位置試験、室内試験結果に基づく地盤モデルの作成と地盤材料の弾－塑性構成式を導入した数値解析手法の提示ならびに実測結果と数値解析結果との比較による解析手法の適用性の検討を主体として述べたものである。本編は以下の内容により構成されている。

第7章では、砂礫地盤上に建設された大型マット基礎施工時の基礎の沈下および接地圧分布性状について述べる。特に砂礫の力学特性を原位置試験と三軸圧縮試験結果との関連性から把握し、第I編第2章で提示した構成式に含まれる材料定数の決定法について述べるとともに、施工順序を考慮して実施した数値解析結果と実測結果との比較を示す。

第8章は、海底に敷設された大口径埋設管が埋戻しを受けた時に生じる土圧・変形問題を取り扱ったものである。管に作用する土圧は、地盤の変形特性と密接な関連を有していることか

ら、砂の構成式を導入した有限要素解析を実施し、管の支持条件・剛性および周辺地盤の剛性などをパラメータにしたケーススタディの結果について述べる。また、模型実験を対象とした数値解析による計算結果と実測結果および既往の設計法から導かれる算定値との比較についても論じる。

第9章は、周辺地盤の沈下に伴い杭に作用するネガティブフリクション（N・F）について述べるものである。まず、模型実験結果に基づき杭と地盤間で発生するせん断応力の基本的特性について論じ、単杭および群杭に対するN・Fの算定法を提示する。次いで、この成果に基づき実物大杭を用いた現場実測結果から、杭周面せん断特性について考察を加える。さらに、地盤材料の構成式および杭と地盤間のすべり特性を導入した有限要素解析手法を提示し、実測結果との比較からその適用性について述べる。

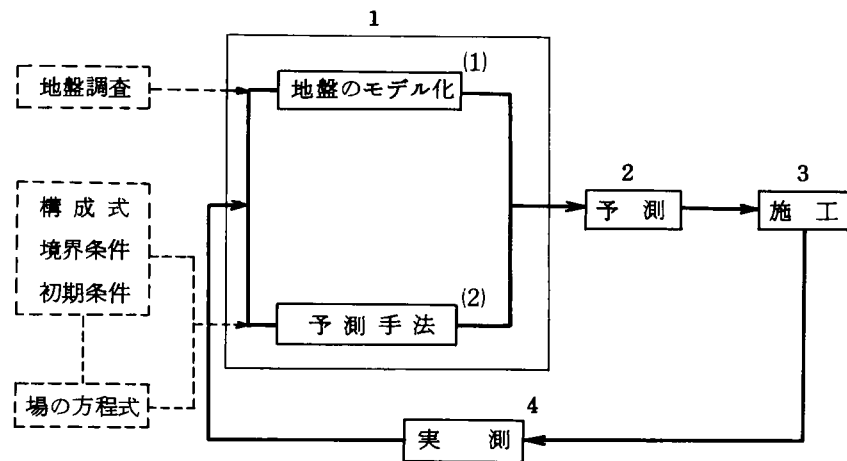


図 6 - 1 予測のフロー

第7章 有限要素法に基づく大型構造物 基礎の設計手法⁹⁶⁾

第1節 概 説

構造物基礎の沈下・支持力ならびに土圧問題は古くから土質技術者の抱える大きな問題の一つであり、それぞれの立場から数多くの研究が行われてきた。本章で対象とする砂質地盤系の基礎の沈下ならびに土圧・（接地圧）に関する諸研究成果を取り上げてみても、Boussinesq⁹⁷⁾による弾性理論解を用いた沈下・接地圧分布の算定法、⁹⁸⁾静的コーン貫入試験、^{99)~101)}平板載荷試験、^{99) 102)~104)}標準貫入試験等の^{99) 102)~104)}原位置試験結果を利用した沈下量の推定法、基礎直下のひずみ分布に着目し弾性理論解を援用して行う沈下量の算定法、¹⁰⁵⁾ウィンクラーモデルによる基礎の応力と沈下に対する算定法、¹⁰⁶⁾さらには有限要素法による沈下・土圧解析^{107)~109)}など数多くの予測手法が提案されるに至っている。

上記してきた方法は、有限要素法による解析を除き、主に浅くしかも小規模の構造物基礎を対象として進められてきたものであり、地盤中にある深さで根入れされた構造物、特に洪積地盤への立地の可能性が検討されている原子力発電所などのように沈下に関して厳しい条件が課せられる巨大構造物に対しては、地盤材料物性の評価法と共に沈下・支持力ならびに基礎体には作用する土圧に対しより一層の究明と精度の高い予測手法の確立が要求されるようになっている。

本章は以上の背景のもとに、砂礫地盤を主体とした沖・洪積地盤に建設された大型マットコンクリート基礎を対象とし、施工時の基礎挙動の観測、地盤の調査・試験ならびに提案する解析手法の適用性という観点から進められた研究成果について述べたものである。まず第2節では、対象とした基礎建設地点の地盤概要を示した後、不攪乱試料の採取および試験法の困難さから他の地盤材料に比べて未解明な点が多い砂礫の力学特性について述べる。特に、室内三軸圧縮試験および各種原位置試験で得られた砂礫地盤の変形係数について述べると共に、第1編第2章で述べた構成式の砂礫に対する適用性について論じる。

施行開始時から土圧・沈下計測が行われた大型マットコンクリート基礎を対象とした数値解析結果について第3節で述べる。まず、対象とした基礎の概要と計測項目について述べた後、数値解析（弾性および弾－塑性解析）に用いる地盤モデルと解析手順ならびに材料定数の決定法について述べる。最後に、有限要素法による弾性ならびに弾－塑性解析手法に基づき実施した施行手順を考慮した基礎－地盤系の数値解析とその結果について述べ、基礎の沈下、接地圧

ならびに壁面土圧に関する実測値との比較を行う。

第2節 砂礫の力学特性

2-1 地盤の概要

本章で対象とした基礎（振動台）建設地点の地盤概要を図7-1に示す。対象地点の地盤は、旧海底地盤に約10mの埋立てを行い造成された地盤であり、埋立て層はN値が10未満のゆるい砂礫層から成っている。埋立て層表面から深度-20m前後にはN値が30～50の沖積砂礫層が存在し、その層の直下には層厚1～2m程度の固結した洪積粘土層がみられる。後述するマットコンクリート基礎は、この沖積砂礫層に床付けされた。深度-26m以深は洪積砂礫層、

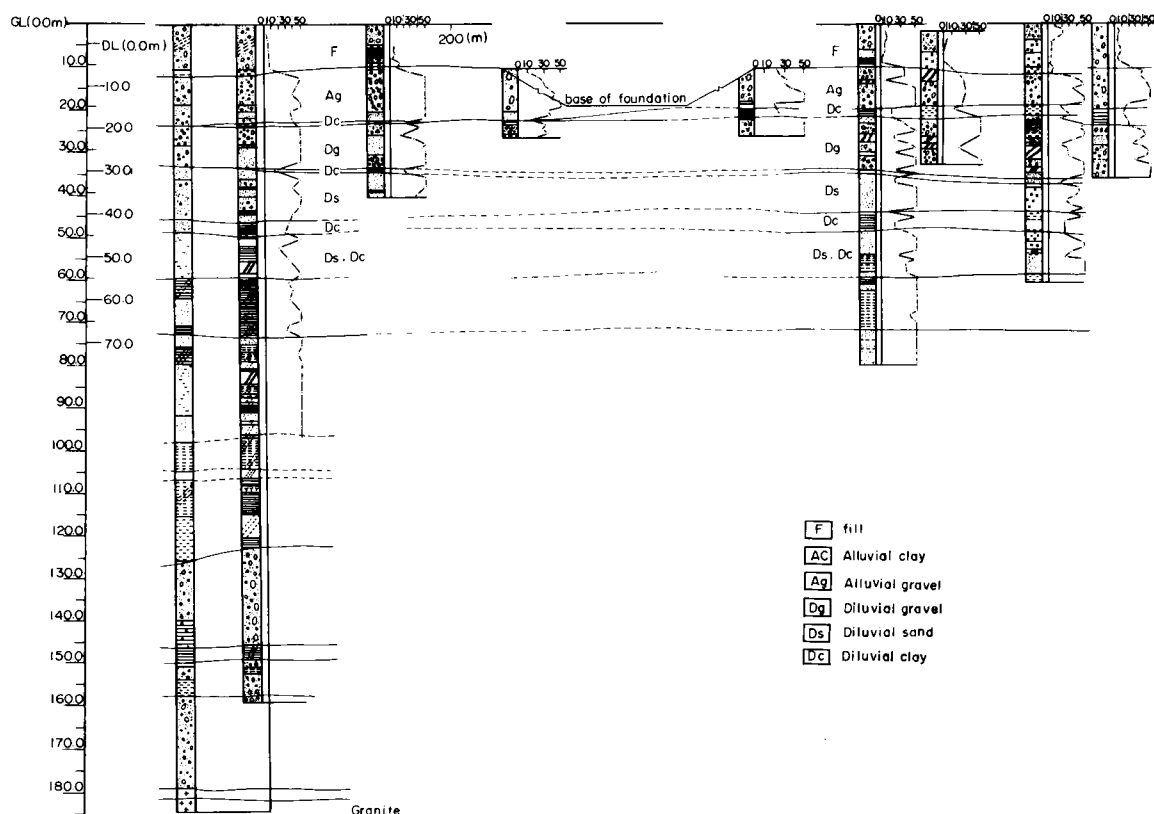


図7-1 振動台建設地点の地質断面図

固結シルトおよび粘土層の互層となり、そのN値は30～50以上の堅い地層から成っている。深度-120～-180mには粘土混り砂礫層が存在し、180m以深は花崗岩から成る岩盤である。

地盤の力学特性を調査する目的で、(1)弾性波速度試験、(2)動的孔内加圧試験、(3)孔内加圧試験、(4)平板載荷試験および(5)三軸圧縮試験（室内）が行われた。以下では、基礎の沈下・土圧解析に直接的な情報を提供する(3)、(4)および(5)の試験結果について述べる。

2-2 三軸圧縮試験による砂礫の力学特性

2-2-1 供試体の作成方法および試験方法

基礎周辺部から砂礫を採取（攪乱状態）し、図7-2に示す大型三軸圧縮試験機による室内試験を実施した。

供試体として用いた砂礫の粒度分布および物理諸量をそれぞれ図7-3および表7-1に示す。供試体の作成方法は次のようである。まず、排水用ポーラスストーンを有する直径30cmのベDESTALに厚さ3mmのゴムスリーブをはりがねで固定し、それに2つ割りの鋼製モールドを組み立てる。真空ポンプを用いてゴムスリーブをモールドに密着させ、砂礫を投入し、高さ70cm、直径30cmの供試体を作成する。砂礫投入時には所定の密度を得るために、ゆる詰めの場合は三層で、各層につき木ハンマーでモールド外側面を2～3回叩く、中詰めの場合はゆる詰めと同様であるが、

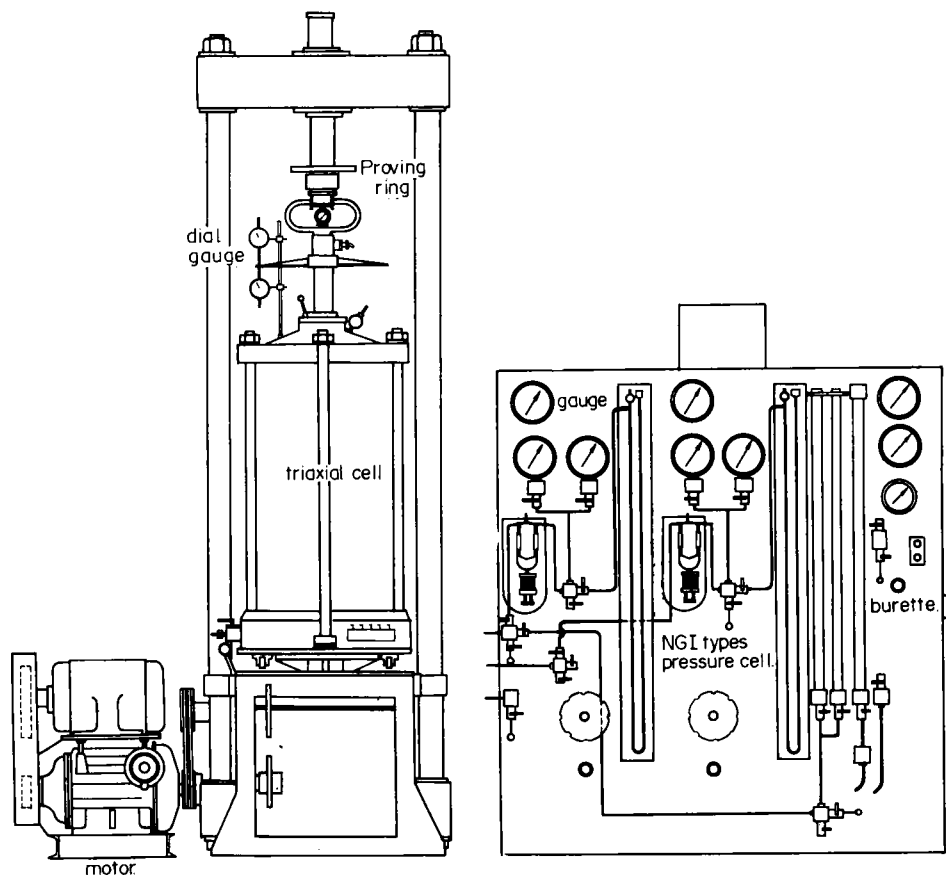


図7-2 大型三軸圧縮試験装置の概要

30回連打する、および密詰めの場合は木ハンマーを使用する他にバイブレータを併用する方法により供試体の作成を行った。そして、モールドをはずす前に、

載荷キャップを設置してはりがねでゴムスリーブとキャップを固定

した後、ペDESTAL部分の排水用ポーラスストーン部に真空を作用させて供試体を自立させた。ゴムスリーブの枚数は2枚とし、直径の測定はテープを用いて供試体の外周を測定する方法によった。高さは鋼尺で測定している。

供試体の飽和は、真空ポンプによって

上部から吸引して下部を大気圧とし、下部から上部へと水を循環させることにより行った。圧密時には 1.0 kg f/cm^2 のバックプレッシャーを作用させた。三軸圧縮試験はすべて排水状態で行い、ひずみ速度は $0.1 \%/\text{min}$ とした。なお、圧縮特性を調べるための等方圧密試験も実施している。

2-2-2 実験結果

図7-4(a)(b)(c)は、密度が比較的一様であるゆる詰め ($r_d = 1.778 \sim 1.782 \text{ gf/cm}^3$)、中詰め ($r_d = 1.827 \sim 1.897 \text{ gf/cm}^3$) および密詰め ($r_d = 1.966 \sim 2.027 \text{ gf/cm}^3$) 状態にある砂礫材に対する試験結果を、軸差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$) と軸ひずみ ϵ_1 および体積ひずみ v の関係として表わしたものである。ゆる詰め砂礫の体積変化をみるとかなりの軸ひずみに至るまで収縮を示すが、密になるに従って膨脹傾向を示すようになる。また、密な砂礫は最大強度を示した後、残留状態へ移行する、ひずみ軟化を示している。

図7-5は、実施した全試験から得られる有効内部摩擦角 ϕ' と乾燥密度 r_d の関係を示したものである。モールの応力円から、粘着力 c として $0.02 \sim 0.04 \text{ kg f/cm}^2$ が得られたが、図はこれを見捨て求められた ϕ' を示している。図によれば、 r_d の増加に従って ϕ' は顕

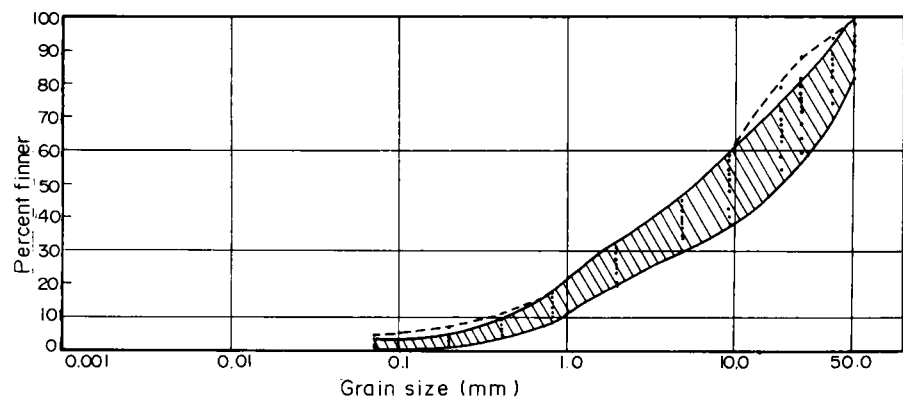


図7-3 試料の粒径加積曲線

表7-1 試料の物理定数

比 重 G_s	2.65
最大乾燥密度 $\gamma_{dmax} (\text{gf/cm}^3)$	2.108
最小乾燥密度 $\gamma_{dmin} (\text{gf/cm}^3)$	1.695
均 等 係 数 U	2.14 ~ 3.0
有 効 径 $D_{10} (\text{mm})$	0.42 ~ 1.0

著な増加を示し、最大で 60° 、最小で 30° 程度の ϕ' が示されている。

図 7-4 に示した軸差応力～軸ひずみ曲線の初期接線勾配としてヤング率 E を求め、 r_d をパラメータにしてその拘束圧依存性を示したのが図 7-6 である。図から明らかなように、 $E \sim \sigma'_{mo}$ の関係は両対数紙上でほぼ直線近似される。すなわち、

$$E = K \cdot (\sigma'_{mo})^n \quad (7-1)$$

上式の K と n をそれぞれの乾燥密度 r_d に対して求めると表 7-2 のようになる。上式中の n は通常 0.5 程度を示すことが多いと言われているが、今回の実験では 1.46 ～ 1.15 程度を示しており、 E は拘束圧とほぼ比例関係にあることが示されている。

一方、図 7-7 (a)(b)(c) には等方圧縮時の間げき比 (e) と有効平均応力 σ'_m の関係を片対数紙上に示した。図には排水量から算定される e と、軸ひずみ ϵ_1 を 3 倍して体積ひずみを求め、それから算定される e の値をプロットしてある。この両者の整理方法を比較すると、 $r_d = 1.827 \text{ gf/cm}^3$ の場合を除いて顕著な差がみられ、特にゆる詰

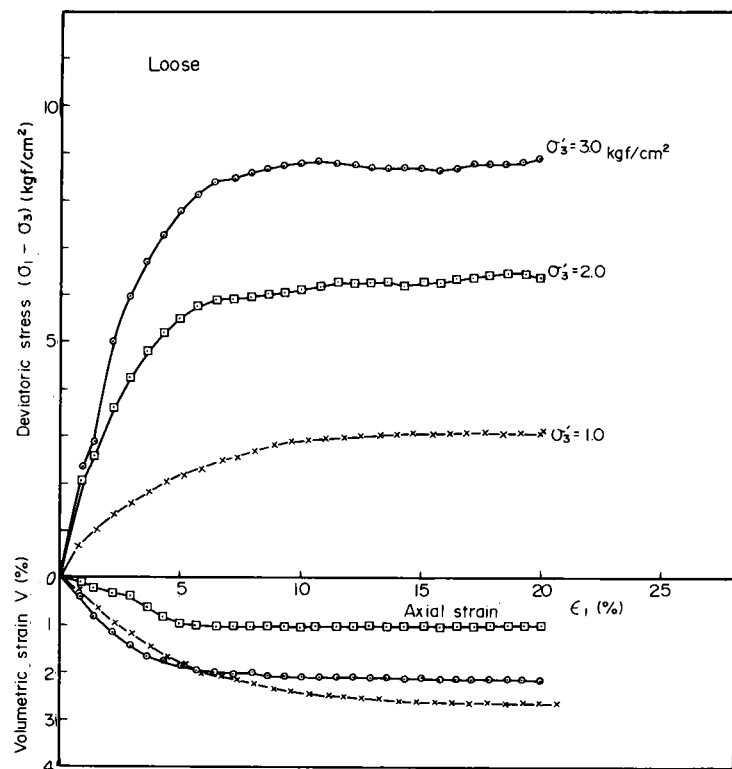


図 7-4(a) 応力～ひずみ曲線 ($r_d = 1.778 \sim 1.782 \text{ gf/cm}^3$)

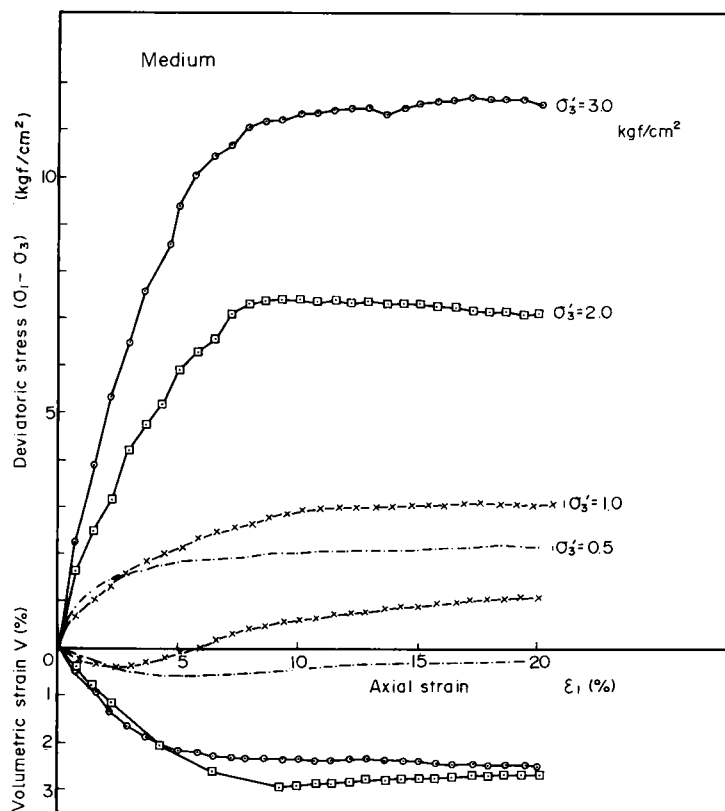


図 7-4(b) 応力～ひずみ曲線 ($r_d = 1.827 \sim 1.897 \text{ gf/cm}^3$)

めの場合にはその傾向が著しい。
これは供試体がゆるい程、側圧の増加に伴うゴムスリーブの砂粒子間への食い込みが大きく、したがって排水量から圧縮性を求める場合には過大な圧縮量が算定されることを意味している。この $e \sim \log \sigma'_m$ 曲線を直線とみなし、処女圧縮時および膨脹時の勾配 (λ および κ) を算定し、まとめたのが表 7-3 である。なお、算定にあたっては上記の点を考慮して軸ひずみによる測定結果を用いている。

2-3 各種試験による

弾性定数の比較

室内実験、平板載荷および孔内加圧試験より得られた変形係数の深度分布を示したのが図 7-8 である。なお、孔内加圧試験により得られた砂礫地盤における変形係数は、岸田らの研究¹¹⁰⁾に基づき 3 倍したものをプロットしてある。また、従来砂層地盤に対して提案されている E と N 値の関係式による変形係数および室内試験により得られたヤング率も併記してある。先に述べたように、ヤング率は有効平均主応力の n 乗に比例する形で増大し、その増加の程度は相対

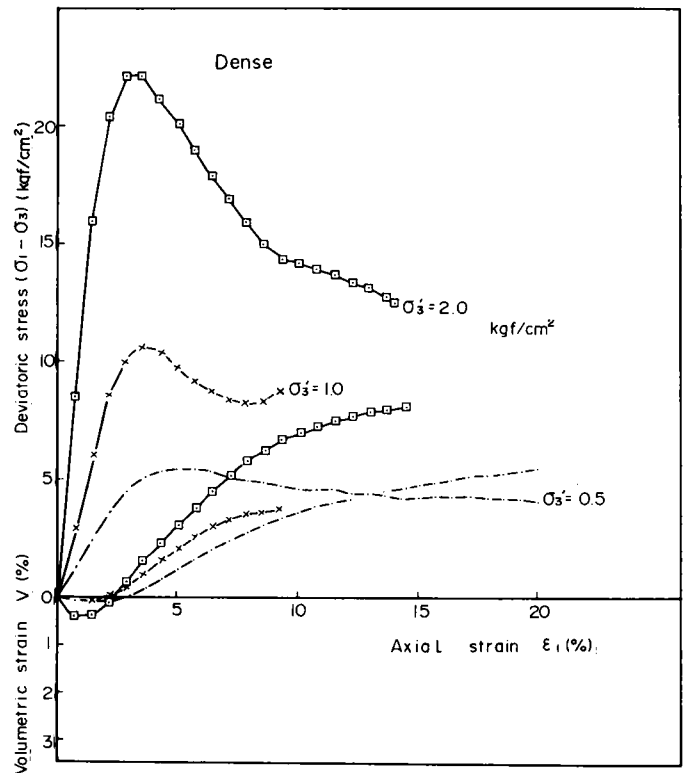


図 7-4(c) 応力～ひずみ曲線 ($r_d = 1.966 \sim 2.027 \text{ gf/cm}^3$)

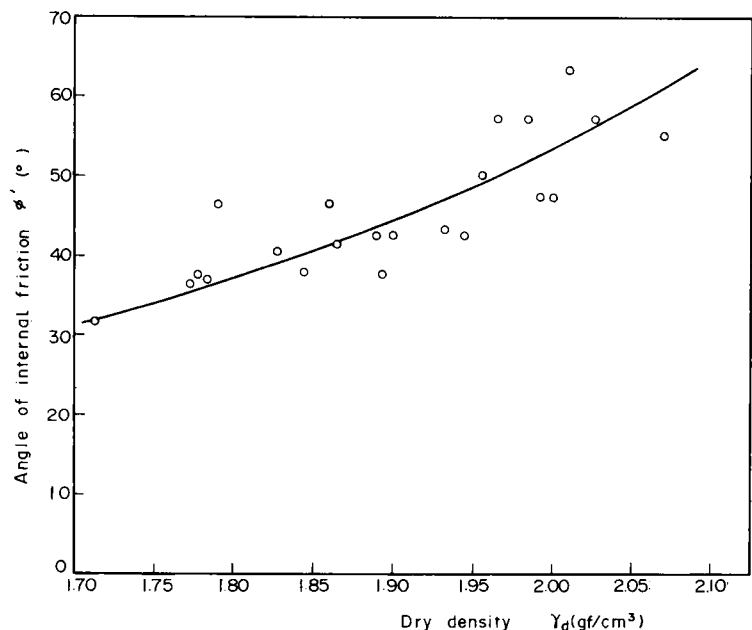


図 7-5 有効内部摩擦角 (ϕ') と乾燥密度 (r_d) の関係

表 7-2 定数Kとnの値

γ_d (gf/cm ³)	K	n
1.996~2.027	400	1.460
1.827~1.897	74	1.145
1.778~1.782	60	1.161

表 7-3 等方圧縮試験による
 λ , κ の値

γ_d (gf/cm ³)	λ	κ
1.670	0.0136	0.0042
1.827	0.0180	0.0025
1.997	0.0049	0.0025

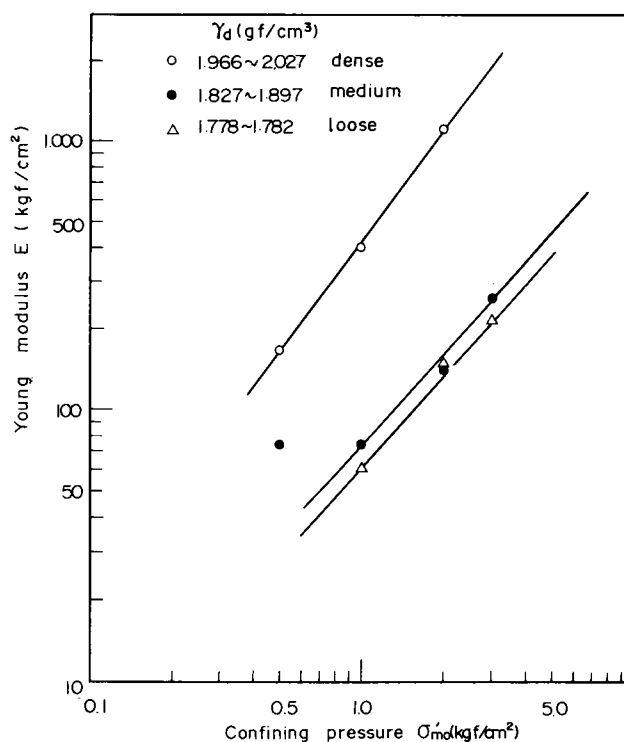


図 7-6 ヤング率(E)と拘束圧(σ'_{m0})の関係

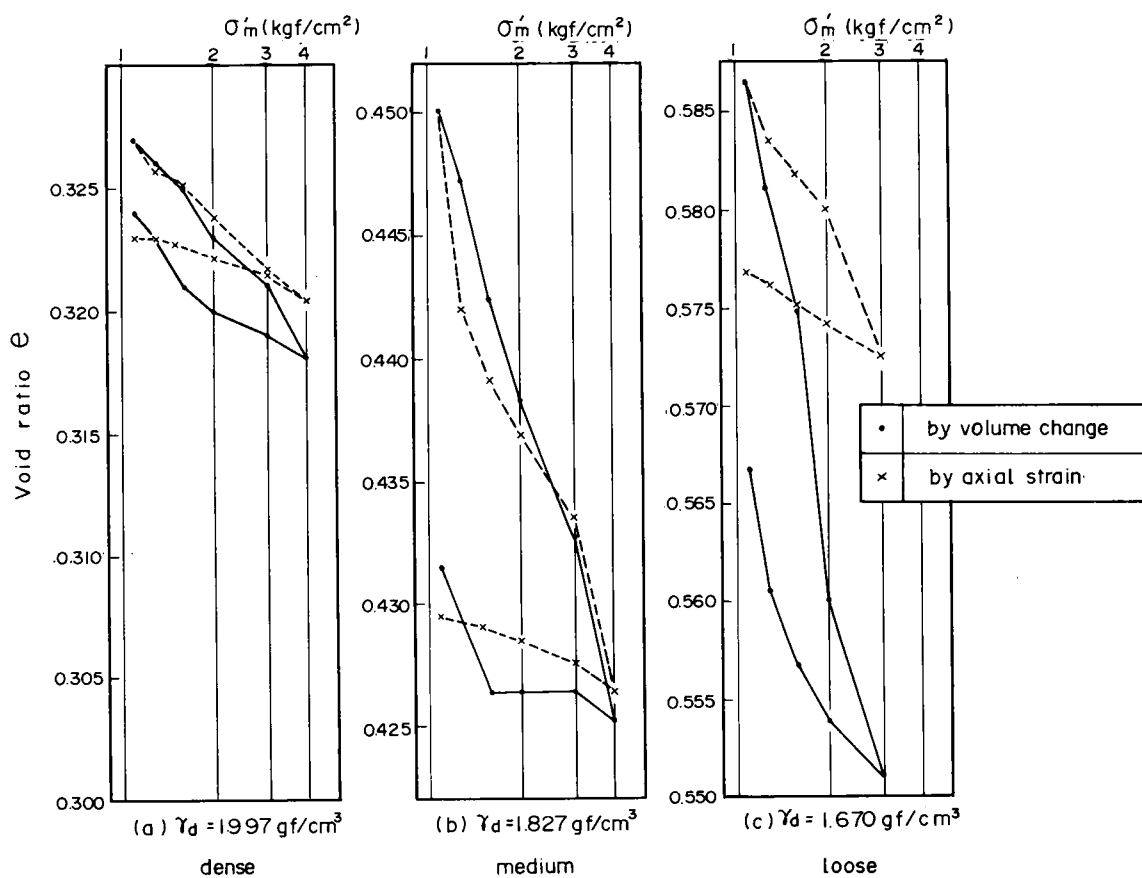


図 7-7 等方圧縮試験による $e \sim \log \sigma'_m$ 曲線

密度の大きさにより著しく変化
する。そこで、図中GL-10
mまではN値が10以下である
ことから、ゆる詰め砂礫に対
して得られたEと σ'_{mo} の関係式
を、また10m～20mおよび
22m以深では中詰めおよび密
詰めの砂礫に対して得られた関
係式をそれぞれ適用してヤング
率を算出している。なお、有効
平均主応力は、地盤の単位体積
重量を 2.0 gf/cm^3 とし、各地層
における静止土圧係数(K_0)は
図7-9に示す孔内加圧試験よ
り得られた値を用いて次式で算
出した。

$$\sigma'_{mo} = \frac{(1+2K_0)}{3} \cdot \sigma'_{vo} \quad (7-2)$$

図より、(1)10m以浅および
22m以深の砂礫地盤では、深
度40m以深を除いて孔内加圧
試験より得られた変形係数と三

軸圧縮試験により得られたヤング率がほぼ一致する、(2)GL-10m～20mの範囲では、
孔内加圧試験および平板載荷試験による変形係数は、三軸圧縮試験による中詰めおよび密詰め
状態でのヤング率の範囲のほぼ中間に位置するが、GL-17mおよびGL-12mでの変形
係数は密詰め状態のヤング率にほぼ一致する、(3)N値から推定される変形係数は深度が浅い場
合は過大評価し、深くなるにつれて過少評価する傾向があること、などが知られる。特に、上
記した(1)、(2)でみられるような室内試験結果から算出されたヤング率と原位置試験によるそれ
との相関性は、砂礫地盤でのN値の信頼性が低いことを考え合わせると、今後砂礫地盤の調査
に対して、平板載荷および孔内加圧試験による原位置試験法の適用は有用なものであることを

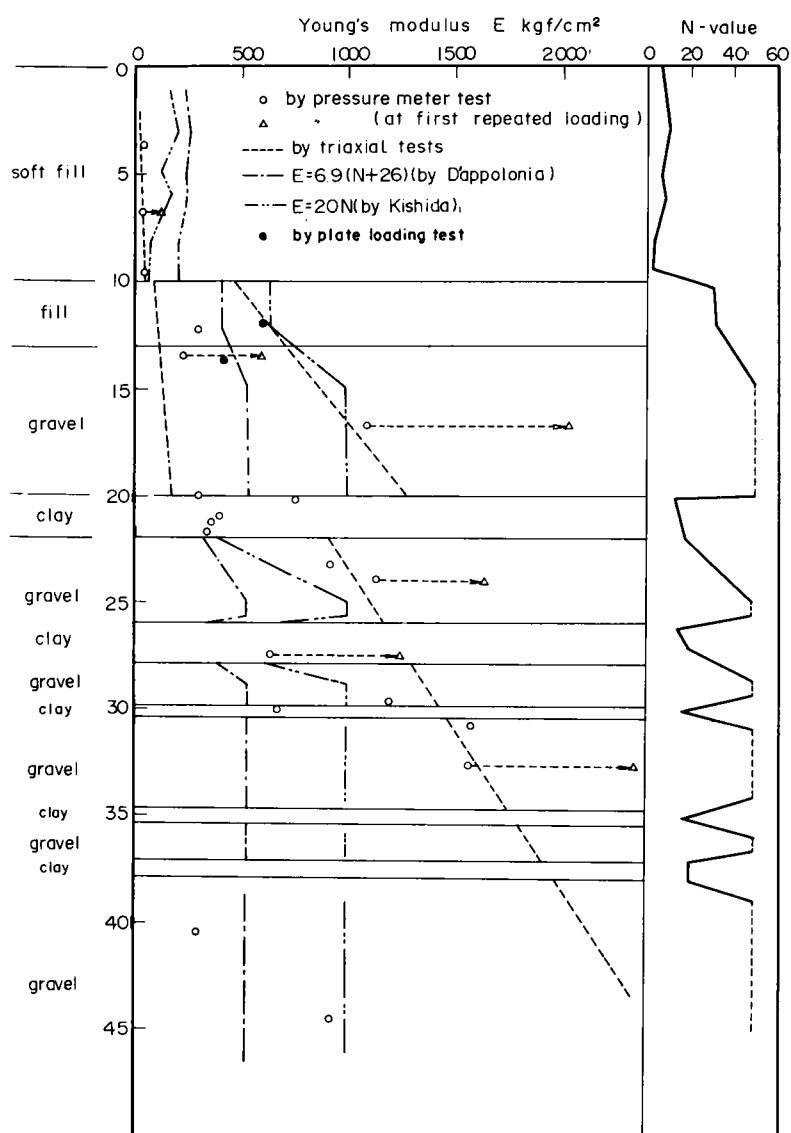


図7-8 各種原位置試験から求められた
ヤング率(E)の深度分布

示唆しているものと言える。

2-4 弾-塑性構成式の適用性

2-2で述べた排水三軸圧縮試験結果から、第I編第2章で提示した構成式の砂礫材料に対する適用性について述べる。

構成式は、(1)有効応力比 τ_{oct}/σ'_m と正八面体せん断ひずみ r_{oct} との関係が拘束圧によらず一義的に与えられる、(2)間げき比 e と $\log \sigma'_m$ との間には直線関係が成り立つ、および(3)有効応力比 τ_{oct}/σ'_m と塑性ひずみ増分比 dv_d^p / dr_{oct}^p との間には次式で与えられる関係式が成立する、の3点を基本として誘導された。

$$\frac{\tau_{oct}}{\sigma'_m} = M_m - \frac{2}{3} \frac{dv_d^p}{dr_{oct}^p} \quad (7-3)$$

砂礫に対してもこれらが適用しうるかどうかを検討した結果について以下に述べる。なお、上記の(2)については本章2-2で確認してある。

図7-10(a)(b)(c)は各密度下において得られた τ_{oct}/σ'_m と r_{oct} および v の関係を示した。図から幾分かのパラッキが認められるが、いずれの密度条件下においても τ_{oct}/σ'_m と r_{oct} との間にはユニークな関係が成立しているものとみてよい。なお、図7-11には構成式に含まれる $\tau_{oct}/\sigma'_m \sim r_{oct}$ 曲線の初

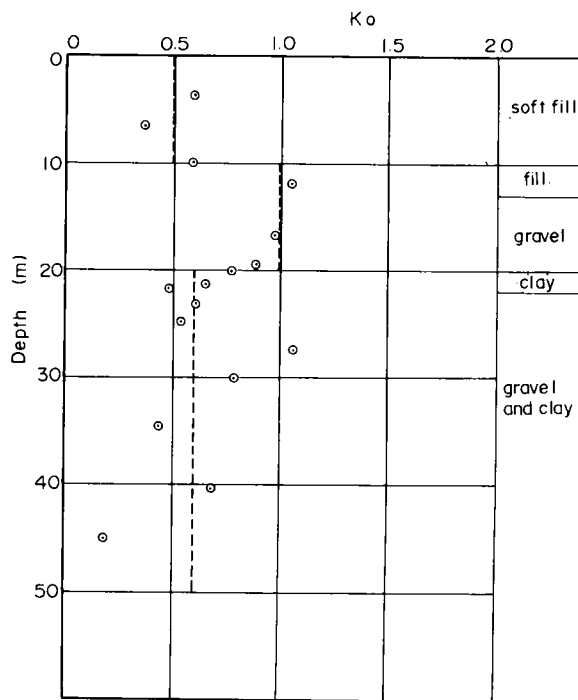


図7-9 孔内加圧試験による静止土圧係数 (K_0) の深度分布

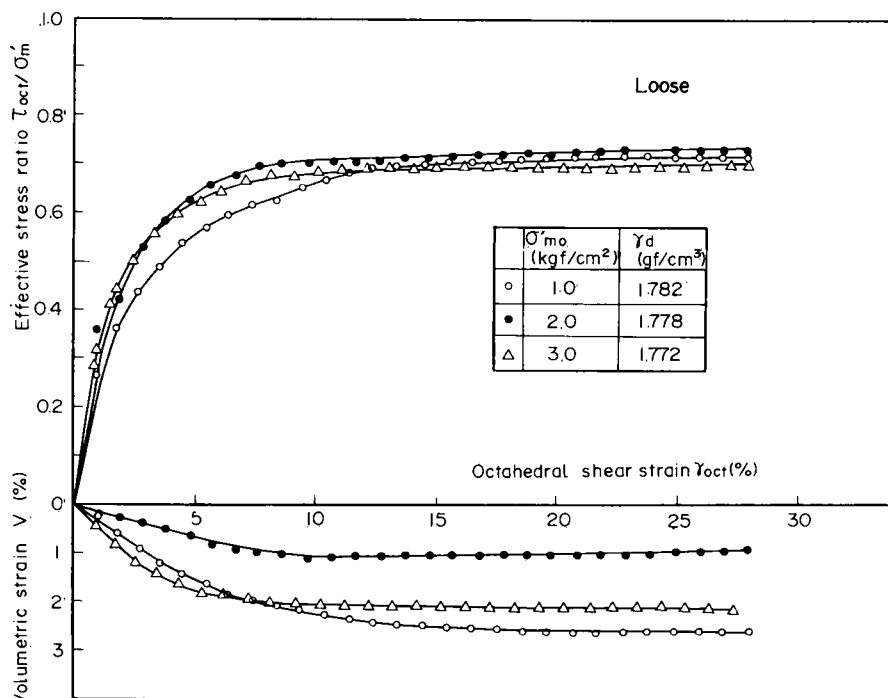


図7-10(a) ゆる詰め状態での $\tau_{oct}/\sigma'_m \sim r_{oct} \sim v$ 曲線

期接線勾配 G' と r_d の
関係を示した。 r_d の
増加は、 G' の顕著な
増大をもたらすことが
明らかに示されている。

一方、図7-12に
は τ_{oct}/σ'_m と dv_d/d
 $d\tau_{oct}$ の関係を r_d を
パラメータにして示し
た。せん断初期には多
少のバラツキが認めら
れるが、 τ_{oct}/σ'_m と
 $dv_d/d\tau_{oct}$ の関係は
概ね $3/8$ の勾配を有する
直線とみなして差し支
えないようである。ま
た、 $dv_d/d\tau_{oct} = 0$
なる有効応力比 M_m は
 $r_d = 1.982 \text{ gf/cm}^3$ の
場合を除いてほぼ一定
した値をとり(M_m
 $= 0.625$)、これより
 ϕ'_m として 33.0° が得
られた。

以上に述べたように、
構成式の誘導に際して
用いられた3つの基本
的特性は砂礫材料に対
しても成立することが
示された。なお、図7
-13には、構成式に

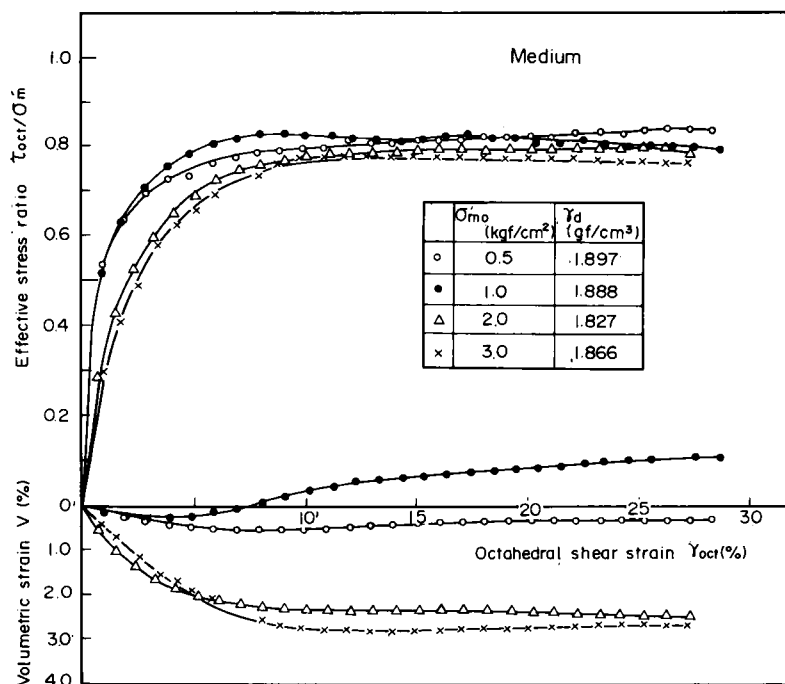


図7-10(b) 中詰め状態での $\tau_{oct}/\sigma'_m \sim \gamma_{oct} \sim v$ 曲線

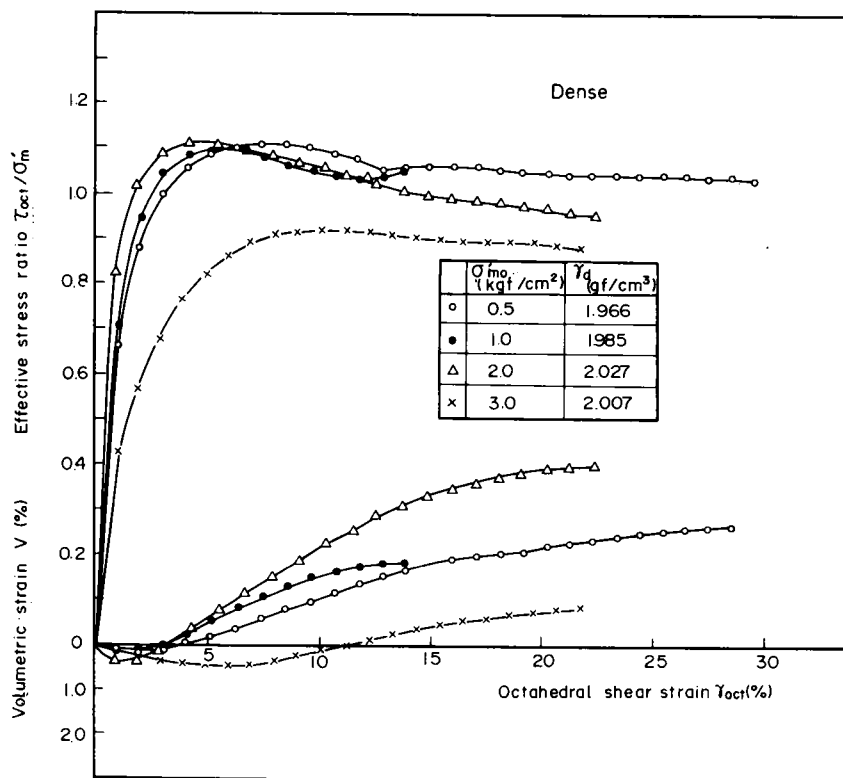


図7-10(c) 密詰め状態での $\tau_{oct}/\sigma'_m \sim \gamma_{oct} \sim v$ 曲線

より計算された応力～ひずみ曲線の一例を実験結果との比較で示しておいた。計算曲線は密詰め，ゆる詰めを問わずそれらの体積変化傾向を良く表示しており，また $\tau_{oct}/\sigma'_m \sim \tau_{oct}$ 曲線に関しても実験結果と対応していることが判る。

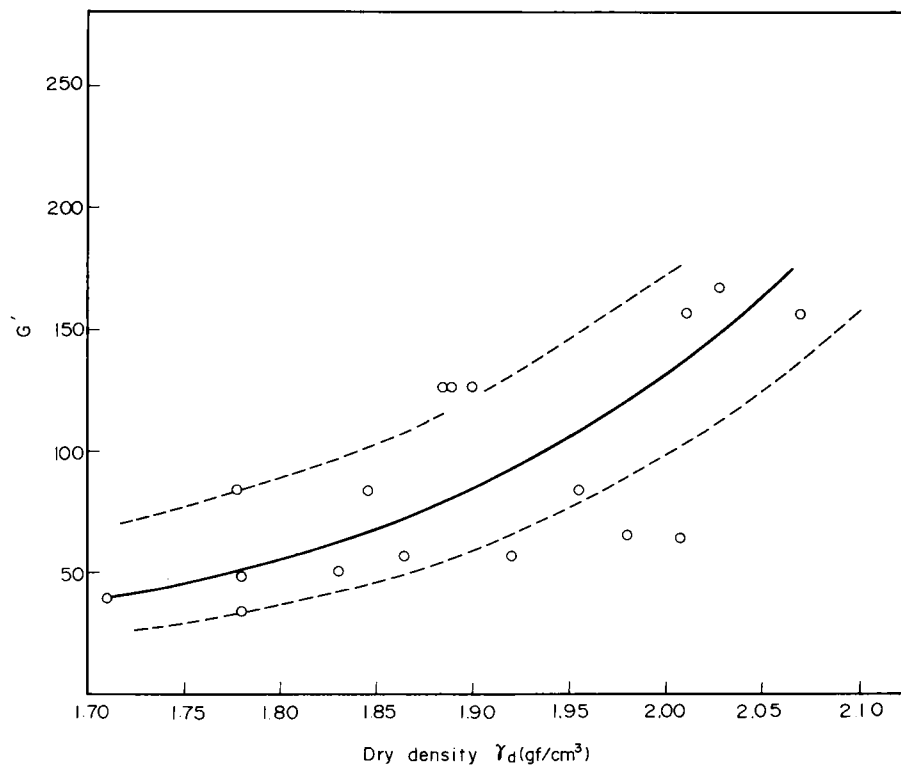


図 7 - 11 G' と r_d の関係

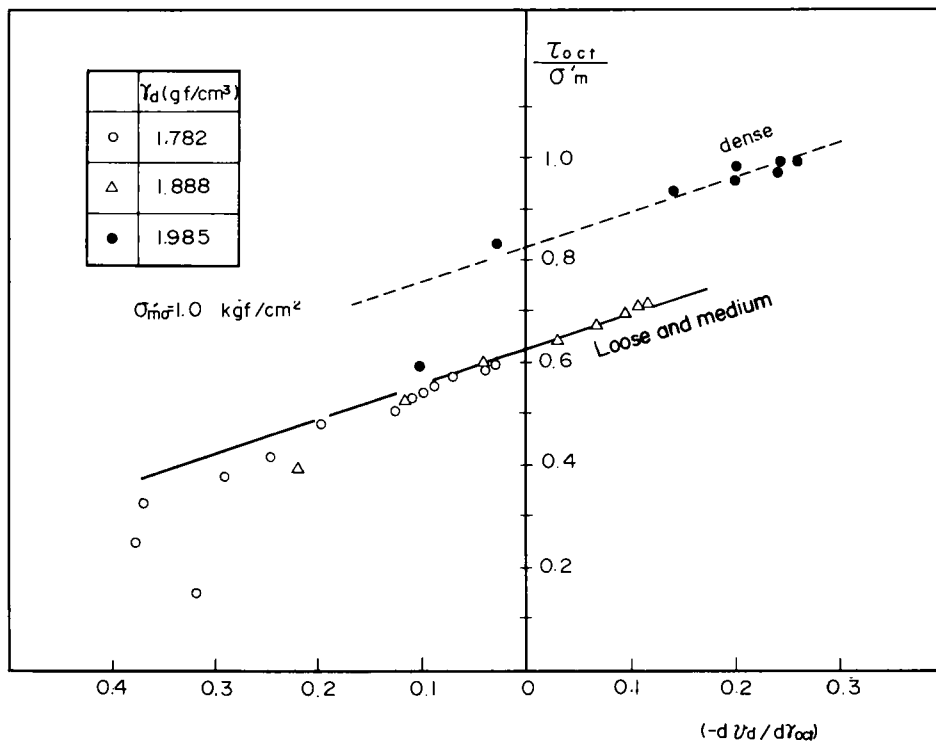


図 7 - 12 有効応力比 (τ_{oct}/σ'_m) とひずみ増分比 ($-dv_d/d\tau_{oct}$) との関係

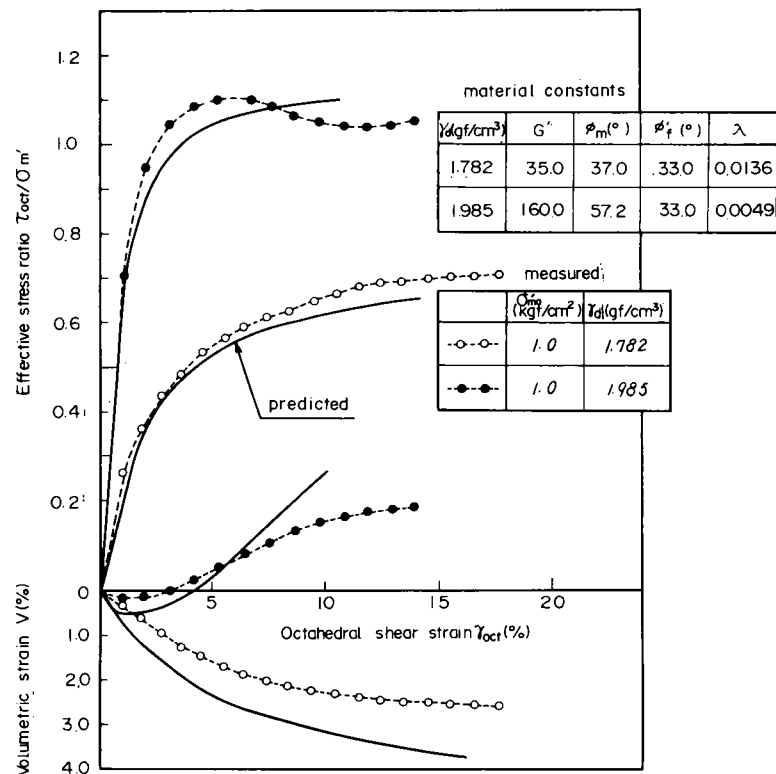


図 7-13 $\tau_{oct}/\sigma'_m \sim \gamma_{oct} \sim v$ 関係における予測曲線と実測曲線との比較

第 3 節 有限要素法による基礎—地盤系の土圧・変形解析

3-1 対象とした基礎の概要と計測

3-1-1 基礎の概要

解析の対象とした基礎の施工は、地表面下深度-19 mまでの掘削（掘削土量：134,000 m^3 ），その後の基礎コンクリート打設（コンクリート量：67,000 m^3 ，重量：約150,000 ton）および基礎周辺の埋戻しからなる。コンクリート打上り時における基礎の概要を図7-14に示す。

コンクリートは、基礎の下部が厚さ6 mの一枚の鉄筋コンクリート板となるように打設され、さらにその上に9ブロックに分割して打設された。基礎体コンクリート打設終了とほぼ同時期に、基礎周辺の埋戻しが行われた。使用された土砂は掘削した砂礫を主体としている。埋立て時にはブルドーザーによる転圧、および埋立て終了時においては砂杭の打設により周辺地盤の締固めが行われた。

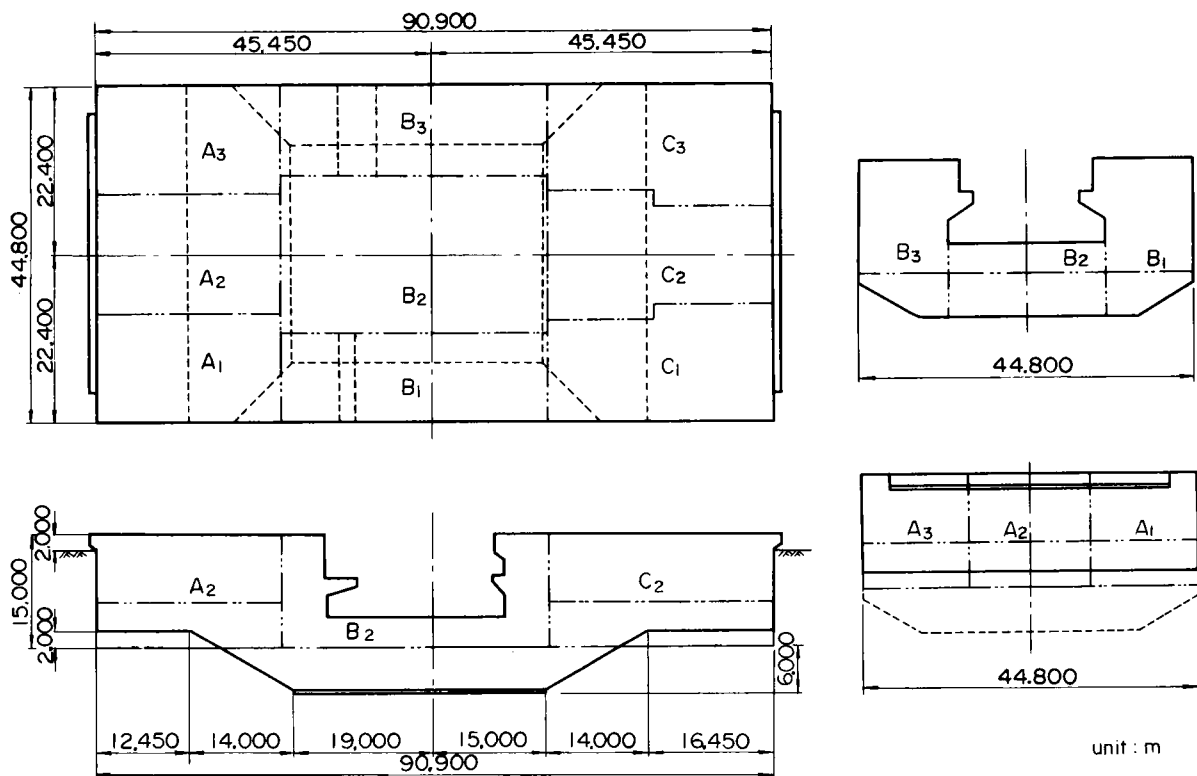


図 7 - 14 振動台基礎の概要

3 - 1 - 2 計測項目

既存の接地圧・沈下に対する予測手法および有限要素法による基礎－地盤系を対象とした数値解析手法の実施データを得ることを目的とし、基礎底面の接地圧分布、壁面土圧、地盤内間げき水圧および基礎の沈下の計測が行われた。

土圧計および間げき水圧計はひずみゲージ型のものであり、沈下はコンクリート打設用鉄骨タワーを測点とした水準測量により測定された。

図 7 - 1 5 にこれら計器の配置図を示す。土圧計は基礎底面に 3 2 点，壁面に 1 2 点，間げき水圧計は基礎直下地盤内に 3 点，壁面に 6 点設置された。

3 - 2 弾性解析における地盤モデルと解析手順

3 - 2 - 1 地盤モデル

基礎の対象断面を図 7 - 1 5 の内、 $y - y'$ として選び、図 7 - 1 6 に示すように要素分割を行った。解析は平面ひずみ条件下で行われた。

解析に必要な材料定数はヤング率(E)とポアソン比(ν)である。 E に関しては、室内試験および原位置試験結果より図 7 - 8 を参考にして、一方 ν に関しては、図 7 - 9 に示した K_0 の深度分布より次式で算出した値を用いた。

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad (7-4)$$

採用した E と ν の値は図 7-16 に示す通りである。また、基礎コンクリートの E と ν は、それぞれ $2.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ および 0.2 とした。

3-2-2 解析手順

解析は次の手順で行われた。まず、地盤の有効単位体積重量 (γ'_i) を用いて自重解析 (初期応力解析) を行い、地盤内部の初期応力を求める。この時地下水位は $GL - 2 \text{ m}$ の位置にあるものとした。続いて、所定の掘削面 (図 7-16 中の I-I 面) まで一挙に掘削解析を行い、その後同様に一挙に基礎コンクリートが打設されるものとして解析を行った。この際も、地下水位は $GL - 2 \text{ m}$ まで存在するものとし、コンクリート打設過程においては浮力を考慮することとした。コンクリートの単位体積重量は 2.3 gf/cm^3 としている。

3-3 弾性解析結果と実測結果との比較

3-3-1 基礎底面における変形状況

図 7-17 は、掘削時およびコンクリート打設時における基礎底面地盤の地表面変位ベクトルを示したものである。掘削時における浮き上りはすべて対称軸方向へ向かう傾向を示し、最大 60 mm 程度の浮き上り量が計算された。コンクリート打設後の変位ベクトルをみると、基礎体のウィング部での沈下量は浮き上り量をやや上廻る傾向がみられるが、拘束版部での沈下量はほぼ等しい結果となっている。これは、基礎体と被掘削地盤部との総重量がほぼ等しいこと

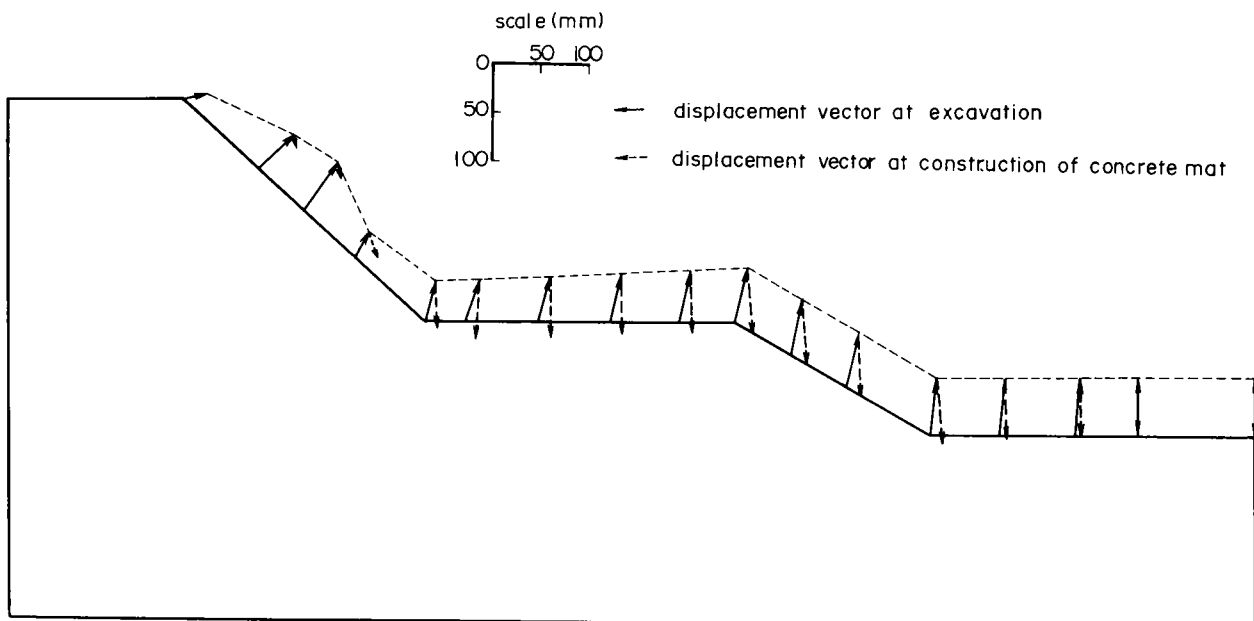


図 7-17 掘削時及びコンクリート打設時の基礎底面地盤の変位ベクトル (弾性解析)

によるものである。

基礎体底部の実測沈下量と計算沈下量の比較を示したのが図7-18である。計算結果はほぼ等沈下する傾向を示し実測傾向と類似している。また沈下量自体は実測沈下量のほぼ2倍であり、変形係数の設定を誤らない限り、弾性解析でも比較的よい精度で基礎の沈下を推定することができるものと結論できる。

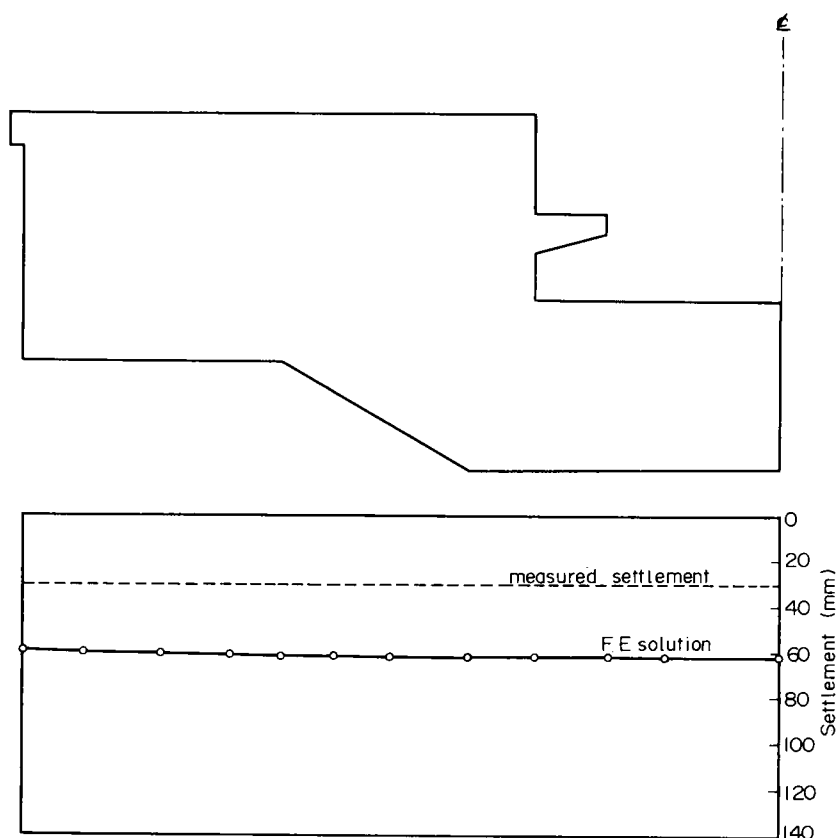


図7-18 F.E.M (弾性解析) による基礎の沈下分布と実測沈下との比較

3-3-2 接地圧分布

接地圧分布に関する計算値と実測値との比較を示したのが図7-19である。計算値をみると拘束版端部およびウィング端部で幾分大きな値を示すが、全体にはフラットな分布性状となっており、実測分布傾向とは一致していない。これは、砂礫地盤内で生じた局部破壊が弾性解析では考慮できず、したがって基礎自重分を保持しえない基礎各端部に応力が集中した結果によるものである。

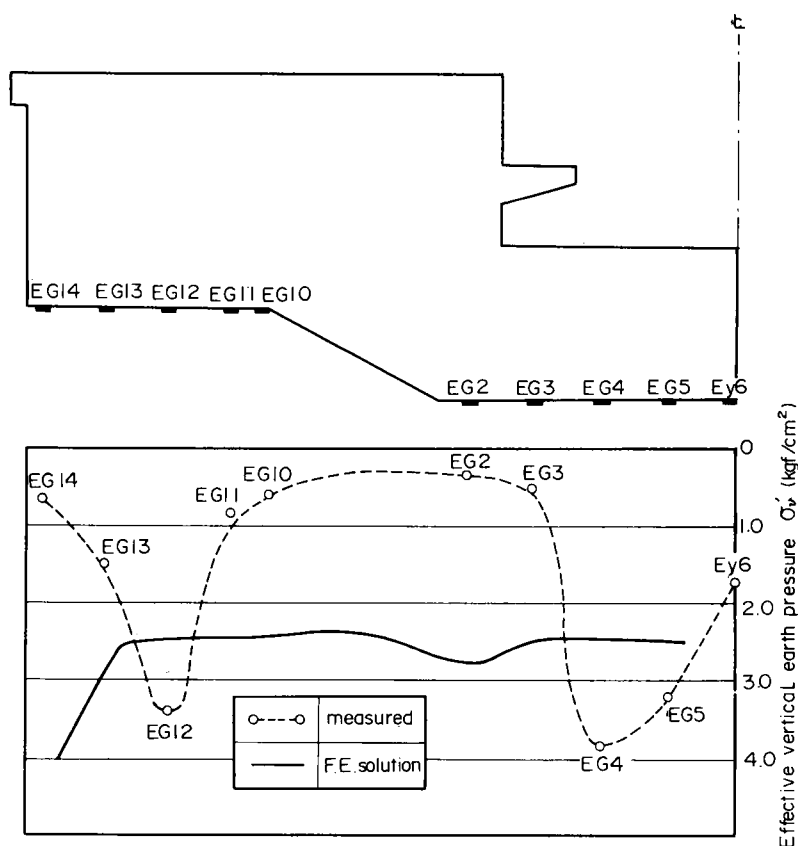


図7-19 F.E.M (弾性解析) による接地圧分布と実測値との比較

3-4 弾-塑性解析における地盤モデルと解析手順

3-4-1 解析手法

第Ⅰ編第2章で述べた弾-塑性構成式を導入した有限要素解析手法を採用する。解析の方法は通常の非線形解析手法と何ら変わるものではないが、大きな違いは地盤内のある要素が塑性変型を生じているのか、あるいは弾性変型のみを生じているのかといった降伏状態を解析のステップごとに把握し、それぞれの状態に応じた形で剛性マトリックスを作成していくことである。この場合の判定は、第Ⅰ編第2章で述べた降伏条件式、すなわち式(2-9)および(2-10)を用いて行われることになる。

3-4-2 砂礫に対する材料定数の一決定法

弾-塑性構成式に含まれる材料定数は G' 、 ϕ'_f 、 ϕ'_m 、 λ 、 κ および G であるが、砂礫の場合不攪乱試料の採取が困難であるから、室内試験で実際の応力-ひずみ挙動を把握することは極めて難しいものと言える。したがって、解析に際してはこれらの材料定数をどのように評価するかが問題となるが、ここでは以下の手順でこれらを決定することとした。

- (1) 攪乱試料を採取して、種々な密度を有する供試体を作成し、三軸圧縮試験を実施する。
- (2) 各密度を有する供試体に対し、上記した材料定数を決定する。
- (3) 各深度で実施された γ_d 位置試験(平板載荷、孔内加圧試験)を対象とした有限要素解析を実施し、試験結果と計算結果との比較から材料定数を決定する。

ここで用いた構成式に含まれる材料定数は6個であり、個々の組合わせを考えれば膨大な量のケーススタディが必要となるが、これらの材料定数は独立に決定されるものではない。したがって、種々な密度を有する地盤材料に対する材料定数を定めておけば上記した手順により各地層の応力-ひずみ関係式が設定されることになる。ただし、原地盤における密度の推定は例えばN値などから工学的判断をもって決定せざるを得ないであろう。

3-4-3 平板載荷試験の解析

上記した手順の内、(1)と(2)に関してはすでに本章2-2で述べた。(3)に対しては、深度-11.6m及び-13.4mで実施された平板載荷試験を対象とした有限要素解析を実施することにより、その層における材料定数の決定を行った。このことについて以下に述べる。

載荷試験位置で実施された現場密度試験結果によれば、そこでの乾燥密度 γ_d は 1.79 g/cm^3 であり、これは相対密度で27.1%に相当する。この γ_d に相当する有効内部摩擦角 ϕ'_f と G' を図7-5および図7-11より読みとれば、 $\phi'_f=36.5^\circ$ および $G'=54^\circ$ が得られる。これらの値、特にDrはN値が30程度であることを考慮すれば幾分、小さい値であるものと推察されるので計算に用いる値としては表7-4に示す3ケースの材料定数を選択し、それぞれに

ついて計算を行い実測値と比較することとした。なお、対象地点は試験以前に掘削履歴を受けているので、圧密に関する材料定数は κ のみを考慮することとし、圧密による

表 7 - 4 解析に用いた材料定数 (平板載荷試験)

解析 No.	G'	$\phi'_f (^\circ)$	$\phi'_m (^\circ)$	κ	$\gamma_d (g/cm^3)$
P - 1	64.0	40.0	33.0	0.0025	1.84
P - 2	100.0	48.0	33.0	0.0025	1.94
P - 3	120.0	52.0	33.0	0.0025	1.98

降伏は考えないこととした。また κ の値は γ_d の値によらず大きな差はみられなかったのですべてのケースについて一定とした。 ϕ'_m に関しても同様である。解析では、静止土圧係数 (K_0) は 0.9 として与えられた。

図 7 - 20 に計算結果を載荷試験結果との比較で示す。図より材料定数の違いによる荷重～沈下曲線の差が明瞭に示されている。解析 NO. P - 1, P - 2 および P - 3 に対する降伏荷重は、それぞれ 6 ton, 12 ton および 27 ton であり、載荷試験による降伏荷重 (26 ~ 29 ton) に最も近い値を与えるのは解析 NO. P - 3 である。この降伏荷重までの荷重～沈下曲線の接線勾配は、解析 NO. P - 2, P - 3 が実測値と良く対応しており、P - 1 はやや低い値を与える。これらの結果より、平板載荷試験地点における砂礫層の強度-変形特性は $\gamma_d = 1.98 g/cm^3$ 程度の密度条件下で代表されうるものと判断した。

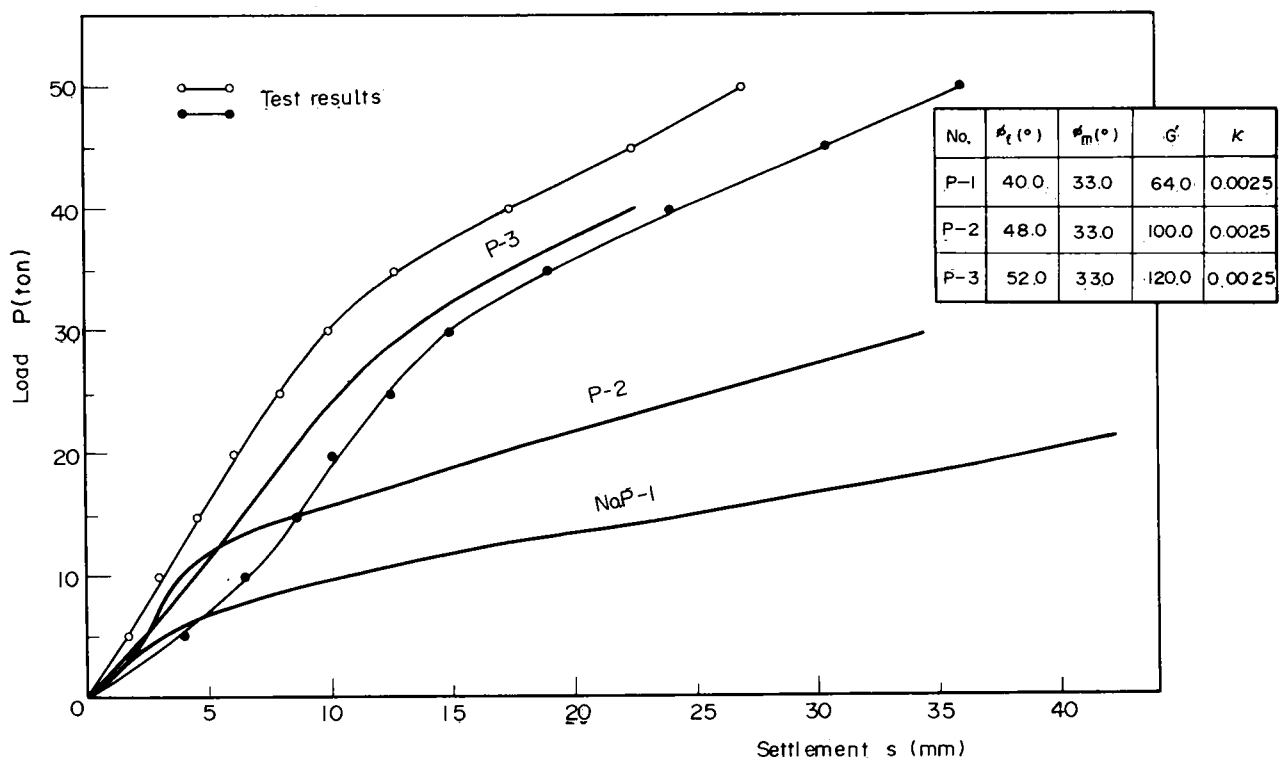
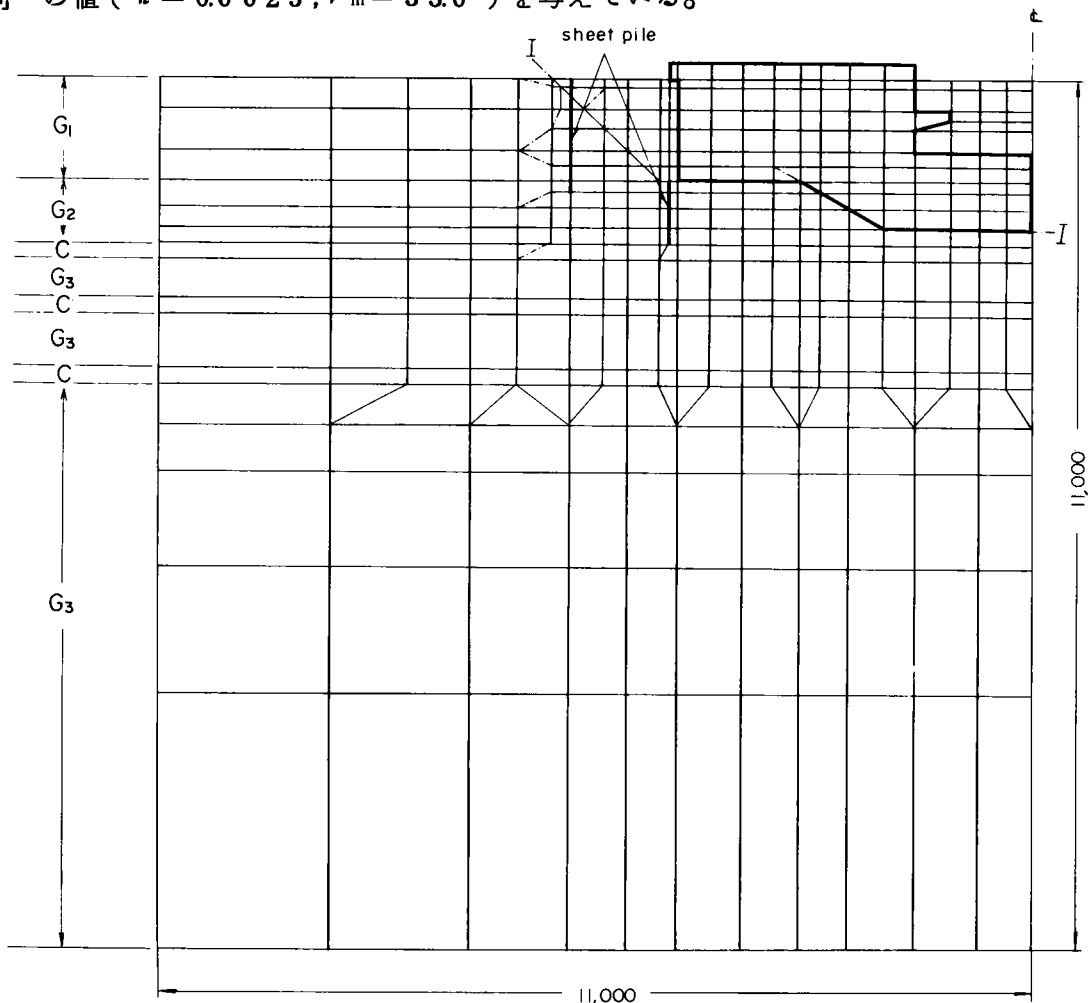


図 7 - 20 平板載荷試験の F.E. 解析結果と実測値との比較

3-4-4 地盤および解析モデル

本章3-2で述べた弾性解析と同一の地盤モデル（地層構成）および解析対象断面を採用した。ただし、実際施工では、止水を目的として矢板が設けられているので解析においてはこれをはり要素として導入している。図7-21に要素分割図を示す。

対象地盤の材料定数は次のようにして決定した。まず、砂礫地盤に対してはN値が各層の相対的な強度-特性を反映しているものと判断し、N値=30程度の地盤では平板載荷試験のシミュレーション結果を参考にして $\phi'_f = 52.0^\circ$ 、 $G' = 120.0$ の材料定数を与えた。他の層では、上記の材料定数を参考にして埋立て層では $\phi'_f = 35.0^\circ$ 、 $G' = 50.0$ およびN値50程度の砂礫層では $\phi'_f = 55.0^\circ$ 、 $G' = 140.0$ とした。各層とも深度方向に一定の G' を採用したが、 G' の中には拘束圧効果が含まれているので図7-8に示したヤング率が深度と共に増大する傾向とは矛盾しないことを付記しておく。他のパラメータ、すなわち κ および ϕ'_m は本章2-2で述べたように密度の大小により大きな差はみられなかったのですべての砂礫層に対して同一の値（ $\kappa = 0.0025$ 、 $\phi'_m = 33.0^\circ$ ）を与えている。



G: gravel
C: clay

図7-21 要素分割図（弾・塑性解析）

基礎体下部に存在する薄い粘性土層は、圧密試験の結果過圧密されていることが判っているので、この応力～ひずみ特性を弾－完全塑性体として取り扱うこととした。用いた材料定数は κ とポアソン比 ν と粘着力 C_u であり、それらの値は $\kappa = 0.0165$ ， $\nu = 0.3$ ， $C_u = 1.7 \text{ kgf/cm}^2$ である。 κ を用いるとせん断剛性率 G と体積弾性係数 K は次式で表わされる。

$$K = \frac{1 + e_0}{\kappa} \cdot \sigma'_m \quad (7-5)$$

$$G = \frac{3K(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)} \quad (7-6)$$

上記した各層の材料定数を表7-5にまとめて示しておく。表中の G_1, G_2, \dots は要素分割図に示した各層の番号に相当するものである。

表7-5 砂礫層の材料定数

	G'	$\phi'_f (^\circ)$	$\phi'_m (^\circ)$	κ	e_0	$r_t (\text{g/cm}^3)$
G_1	50.0	35.0	33.0	0.0025	0.50	2.0
G_2	120.0	52.0	33.0	0.0025	0.35	2.0
G_3	140.0	55.0	33.0	0.0025	0.32	2.0
G_4^*	86.0	45.0	33.0	0.0025	0.40	2.0

※ 埋戻し層

基礎周辺での埋戻しに使われた材料の材料定数は $G' = 86.0$ ， $\phi'_f = 45.0$ ， $\phi'_m = 33.0$ ， $\kappa = 0.0025$ とした。コンクリートの物性は弾性解析と同様とし、地盤の単位体積重量は砂礫層で 2.0 g/cm^3 ，粘性土層で 1.95 g/cm^3 とした。

3-4-5 解析手順

実際の施工手順に合わせた逐次解析によることとした。すなわち、要素分割図でI-Iとして示す最終掘削断面までは7ステップの掘削解析を実施し、その後コンクリート打設過程を8ステップに分割して解析する。基礎周辺の埋戻し過程は3ステップとした。解析においては、間げき水圧の実測結果に基づき地下水位の上昇によるコンクリートおよび地盤に作用する浮力は施工過程に応じて考慮することとした。

3-5 弾－塑性解析結果と実測結果との比較

3-5-1 施工に伴う地盤内の塑性化の進展状況

地盤の掘削、コンクリート打設および基礎周辺地盤の埋戻し過程における地盤内の塑性化の

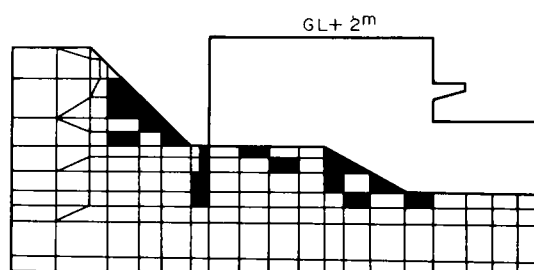
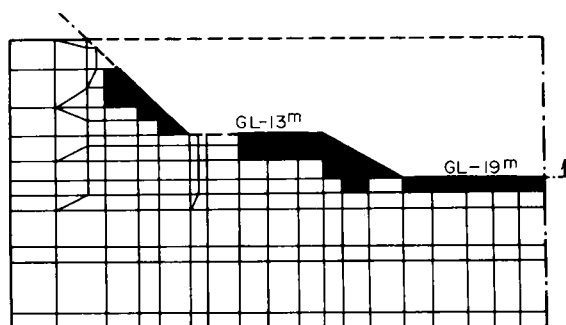
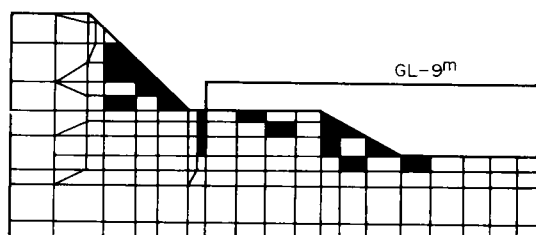
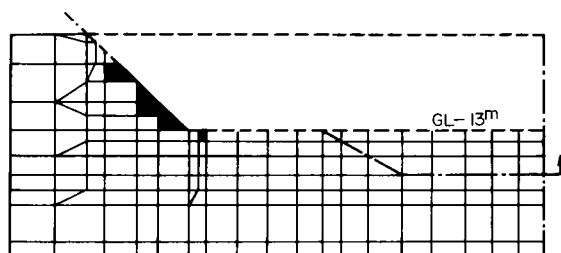
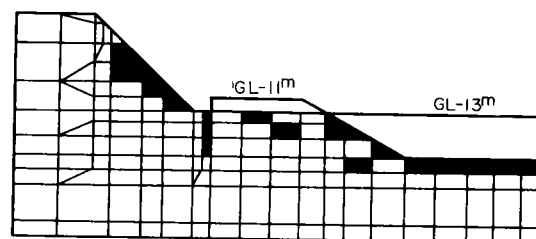
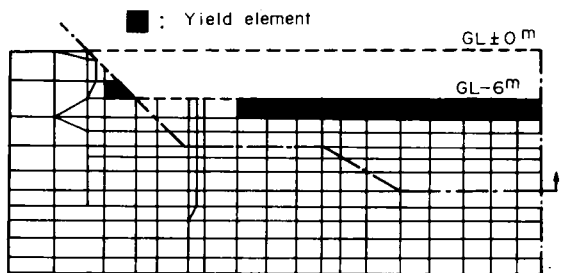


図 7-22 (a) 掘削に伴う地盤内局部破壊の進行

図 7-22 (b) コンクリート打設に伴う地盤内局部破壊の進行

進展状況を示したのが図 7-22 (a)(b)(c)である。ただし、図は掘削過程 3 ステップ、コンクリート打設過程 3 ステップおよび最終埋戻し過程 1 ステップのみを示している。

掘削過程をみると、GL-6m の掘削時には掘削面で受働状態での塑性化が水平方向に生じているのがみられるが、GL-13m に至ると左側斜面部を除いて塑性化領域はみられない。

これは、N 値 50 程度の堅い砂礫層が掘削表面に存在することによるものである。最終掘削時には、掘削面のほぼ全域にわたり塑性化領域が広がる様子が示されている。

この領域は、コンクリートの打設に伴ない受働状態から主働状態へと応力状態が移向することにより徐々に消滅していき、最終打設状況では拘束版部（基礎最深部）ではその周辺部を除

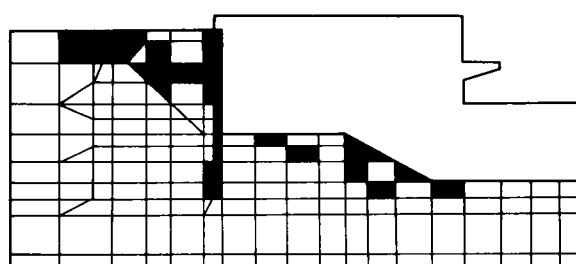


図 7-22 (c) 最終埋戻し時における地盤内局部破壊状況

いて塑性化はみられない。また、ウィング部下でも同様な傾向にある。

埋戻し状況下では、基礎体壁面に沿った領域で塑性化がみられる。これは剛な基礎体と地盤との連続性を仮定していることにより、その部分でせん断破壊が生じたことによるものであるが、実際には壁面と地盤との間のすべり現象によりこの傾向は緩和されているものと考えられる。

3-5-2 基礎底面における変形状況

最終掘削面における、最終掘削時およびコンクリート打設終了時の変位ベクトルを示したのが図7-23である。掘削終了時の変位ベクトルは、矢板による変位抑制効果により弾性解析における傾向とは

は幾分異なり、

左側(図上)斜面部及びウィング周辺部での地盤浮き上がり量が小さく計算されている。また変位ベクトルの方向も弾性解に比べて在来地表面方向に向いているのが特徴で

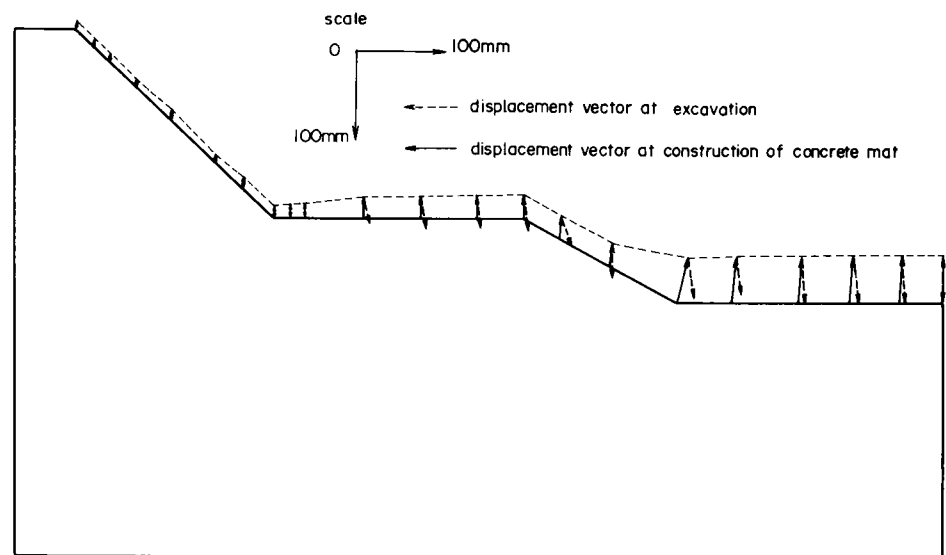


図7-23 掘削時及びコンクリート打設時の基礎底面地盤の変位ベクトル(弾-塑性解析)

ある。基礎中心部での浮き上がり量は56mmと全体浮き上がり量の最大値を示し、基礎ウィング側面下でのそれは15mmと計算された。

この変形状態からコンクリート打設が開始されると地盤は徐々に沈下を始めるが、図に示す通り最終コンクリート打設時には、掘削による浮き上がり量と基礎体築造による沈下量とはほぼ等しく、掘削前の状況にほぼ回復する結果が得られた。これは、被掘削部の地盤重量と浮力を受ける基礎体重量とがほぼ等しいことと、基礎底面下地盤が過圧密な状態にあり、弾性的挙動が支配的なことによるが、このような状況下における基礎体沈下量の予測には、掘削施工時の浮き上がり量の計測が有効なものと言えよう。

図7-24には、基礎底面下における地盤沈下分布を示した。これは、基礎体打設による最終沈下量であり、実測値も併記してある。計算値は、基礎体中央部で最大値56mm、端部で最

小値 20 mm を示し、その分布傾向は上に凹な形状となっている。この傾向は実測傾向と幾分異なるが、計算では平面ひずみ条件ならびに基礎全体を連続体と仮定しているのに対し、実際には三次元的な基礎形状であること、および基礎の施工は各ブロック毎に打設され、おのこのブロックが比較的独立に挙動したことなどによるものと思われる。

3-5-3 基礎底面における有効鉛直土圧分布

図 7-25 には、コンクリート打設時における基礎体底面地盤での有効鉛直土圧分布（接地圧分布）を示した。なお、図中には最終打設時における実測土圧分布も示してある。これから判明することは、

- (1) コンクリート打設に伴ない接地圧は増加するが、その分布傾向は打設過程により大差はみられないこと。
- (2) 最終打設時における接地圧分布傾向は、実測分布の傾向と類似していること。
- (3) 接地圧の大きさは、図 7-22 に示した塑性化領域の分布と密接な関係にあり、塑性化が生じている部分では極端に小さな値を示していること。

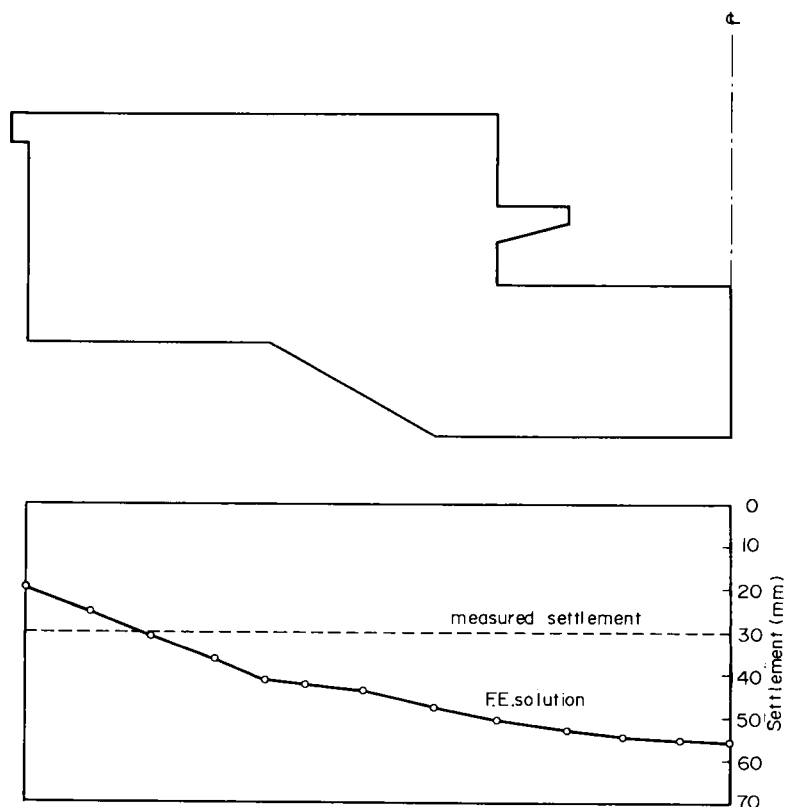


図 7-24 F.E.M (弾・塑性解析) による基礎の沈下分布と実測沈下との比較

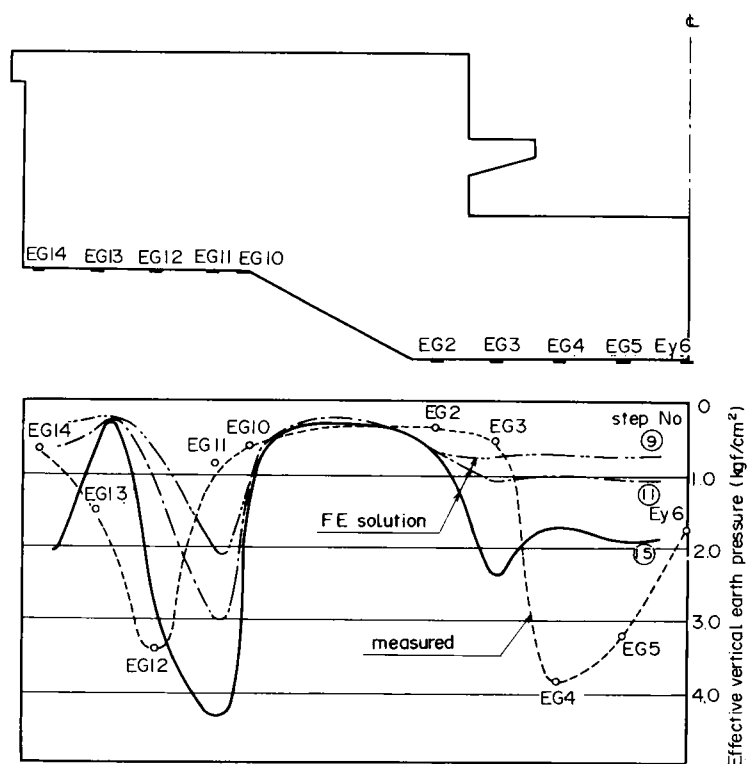


図 7-25 接地圧分布（実測と計算値との比較）

以上のことより，接地圧分布は地盤の塑性化，すなわち掘削による応力履歴，地盤の強度－変形特性に及ぼす応力径路依存性に強く依存しており，地盤の応力分布を推定するにはこれらの諸特性を考慮した弾－塑性解析が有用なものであると言えよう。特に，荷重条件の厳しい地震時においては，上記した静的条件下における応力状態が，基礎地盤の安定性に大きく影響するので，接地圧の予測の重みは一段と重要性を増すものと思われる。

3－5－4 基礎体壁面に作用する有効側方土圧

基礎周辺への最終埋戻し時における壁面での有効側方土圧分布を実測値とともに示したのが図7－26である。図から，計算値は実測値と比較して4 m以深の有効側方土圧を幾分低く評価している傾向にある。これは，3－5－1でも述べたように，壁面と地盤間の不連続性を考慮しておらず，したがって壁面へ大きなせん断応力が伝達されて地盤の自重分が充分には作用しない結果によるものである。この点はすべり現象を解析へ導入することにより，実測傾向へ接近するものと思われるので今後予測手法の中へ取り入れてゆかねばならない課題である。

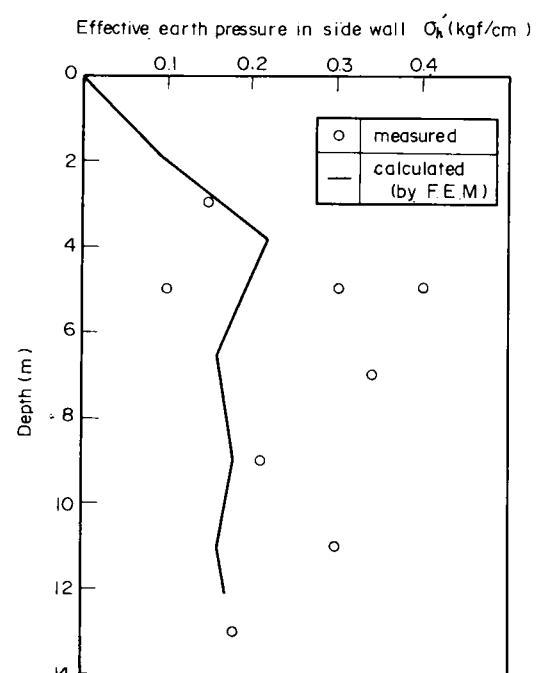


図7－26 壁面土圧分布（実測と計算値との比較）

第4節 ま と め

本章は砂礫地盤に建設された大型マットコンクリート基礎の土圧・沈下性状と解析結果について述べたものである。すなわち，砂礫地盤を対象とした地盤調査，原位置試験と室内試験による砂礫の力学特性と弾－塑性構成式の適用性の検討，原位置試験を対象とした有限要素解析による予測手法の適用性の検討とそれに基づく材料物性の評価ならびに基礎を対象とした数値解析と実測値との比較を主体として述べた。以下に得られた結論を要約する。

- (1) 砂礫に対して大型三軸圧縮試験装置を用いた排水三軸圧縮試験を実施し，第1編第2章で述べた弾－塑性構成式の適用性を検討した。その結果，基本式である有効応力比とダイレイ

タンシーの関係式ならびに有効応力比とせん断ひずみの関係式は砂礫に対しても成立し、したがって提案した構成式の適用性が確認された。

- (2) 平板載荷試験を対象とし、弾－塑性構成式に含まれる材料定数を変化させた有限要素解析を実施して試験結果との比較から解析手法の適用性の確認を行うと共に、不攪乱試料を採取することが困難な砂礫地盤の物性評価手法に対する一つの考え方を提示した。
- (3) 室内試験、原位置試験ならびにそれを対象とした有限要素解析結果を総合的に勘案して地盤のモデル化を計ると共に、掘削、コンクリート打設および埋戻しという施工過程を忠実に追跡した弾－塑性有限要素解析ならびに室内試験と原位置試験結果に基づく弾性定数を用いた弾性解析を実施した。
- (4) 弾性解析によると、基礎は実測傾向と同様に等沈下する傾向を示し、沈下量としてはほぼ 60 mm が計算された。この値は実測値のほぼ 2 倍である。一方、弾－塑性解析によると基礎体沈下は中央部で最大 (56 mm)、周辺部で最小 (20 mm) を示す傾向となり、弾性解析とはやゝ異なる結果となった。
- (5) 弾性解析による接地圧分布は、基礎周辺で幾分高い値が算出されたが、全体的にはほぼ 2.5 kgf/cm^2 の等分布を示した。この結果は実測分布傾向と一致しない。一方、弾・塑性解析による接地圧分布は弾性解析とは異なった分布性状を示し、その結果は実測土圧分布と極めて類似したものとなった。これは、弾・塑性解析が接地圧分布と密接な関連性を有する地盤内部の局所的な破壊や塑性化ならびに施工履歴を十分な精度で評価できることによるものである。
- (6) 弾・塑性解析による壁面土圧の計算値は実測値を下廻る傾向にあるが、その分布性状は実測傾向と一致した。計算値自体の精度は、構造物と地盤との間のすべり現象を導入することでさらに高まるものと思われる。

第 8 章 有限要素法に基づく埋設管の 設計手法^{111)~114)}

第 1 節 概 説

発電所取水管にみられる海底敷設型の埋設管を対象とする場合、埋戻しが海中施工になるため管周辺地盤の締固め作業が困難であること、管底部への土砂の廻り込みが不足する可能性があること、および海面変動による繰返し荷重が作用することなどから、その設計に関しては十分な吟味が必要とされる。

周知の様に、埋設管の設計はそれに作用する土圧分布を設定し、管体変位量および管体応力の両面から検討が加えられる。土圧分布に関しては、後述する Marston-Spangler による Iowa Formula^{115) 116)}により算定されることが多いが、先に述べた問題点を充分含みえたものではなく、その適用に際しては用いるべき設計パラメータの選択に十分な考慮がはらわれなければならない。また、埋設管の重要度に応じては設計手法の見直しの必要性に迫られることもある。

本章は、上述した点をふまえて埋設管～地盤系の相互作用の結果として生じる土圧・変形問題を、模型実験、既往の設計法および数値解析により検討した結果について述べたものである。まず次節において従来の考え方として代表的な Marston-Spangler 理論について記述した後、第 3 節で埋設管と地盤を一つの系として把える目的で実施した有限要素解析手法について説明を加える。この数値解析手法には、埋設管に作用する土圧や変形に大きな影響を及ぼす土の強度－変形特性、特にダイレイタンス特性を取り入れた応力－ひずみ関係式が導入されている。この有限要素法を用いて、2、3 のケーススタディを実施し、既往の考え方との対比から管と地盤の相対剛性や支持地盤の沈下状況が管の土圧分布に与える影響について詳述する。続いて、第 4 節では大型鋼製土槽を用いた模型実験の結果とそれを対象とした有限要素解析結果との比較を行ない解析手法の妥当性を調べる。第 5 節は海面変動に伴う埋設管の土圧・変形挙動を検討するために行なった水面を変動させた場合の模型実験結果と既往の設計手法の適用性について考察したものである。

第2節 既往の解析方法

土質工学において、埋設管の安全性に関する検討は比較的古くから行なわれてきた分野の一つであろう。1913年には Marston を中心とする Iowa グループ¹¹⁵⁾により管に作用する鉛直土圧に関する基本的な考え方が打ち出され、さらに Spangler¹¹⁶⁾ はたわみ性管に対し、現在よく用いられている側方土圧および管体たわみ量の算定式を提案した。その後、幾分新しい考え方が打ち出されているもののそれらは Marston 理論で用いられている考え方と基本的に異なるものではない。以下に、Marston-Spangler 理論の概要を述べる。

Marston-Spangler により展開された埋設管に作用する鉛直土圧の考え方は、管直上部分において2つの鉛直な変位面を設定し、この変位面で相対変位が生じることにより管頂部の鉛直土圧は土かぶり圧よりも増加もしくは減少するものとするものである。この時、相対変位面で発生する摩擦力の方向が管と地盤の剛性差や埋設方法により異なるので、それぞれに対応する鉛直土圧式が算出されている。埋設方法には、地盤を掘削し掘削底面に管を設置する、いわゆる溝型設置と、水平な地盤上に設置しその後埋戻しを行なう突出型設置とがある。

(1) 溝型設置における鉛直土圧式

$$\sigma_v = \frac{r'_t}{D} \cdot B_d^2 \cdot \frac{1 - e^{-2k\mu'} \frac{H}{B_d}}{2k\mu'} \quad (8-1)$$

ここに、 r'_t ：土の単位体積重量 (gf/cm^3)、 B_d ：管頂における掘削幅 (cm)、 D ：管外径 (cm)、 k ： $(\sqrt{\mu'^2+1}-\mu')/(\sqrt{\mu'^2+1}+\mu')$ 、 μ' ： $\tan \phi$ 、 ϕ ：埋戻し土と掘削側壁地盤との摩擦角($^\circ$)、 H ：土かぶり高さ (cm) である。

(2) 突出型設置における鉛直土圧式

$$\sigma_v = \pm r'_t \cdot D \cdot \left\{ \frac{e^{\pm 2k\mu He/D} - 1}{2k\mu} + \left(\frac{H - He}{D} \right) e^{\pm 2k\mu He/D} \right\} \quad (8-2)$$

ここに、 $\mu = \tan \phi$ 、 ϕ ：埋戻し土の内部摩擦角、 k ： $(\sqrt{\mu^2+1} - \mu)/(\sqrt{\mu^2+1} + \mu)$ 、 He ：等沈下高さである。

突出型では、 $He \leq H$ の場合式 (8-2) 中の (+) が不完全突出状態、(-) が不完全溝状態に対応する。一方、 $He > H$ の場合は式 (8-2) 右辺の { } 内の第2項を考慮する必要はなく、(+) が完全突出状態、(-) は完全溝状態に対応する鉛直土圧式となる。すなわち、相対変位面で完全に摩擦が発揮される高さが地盤高さより上にあるか下にあるかで完全お

よび不完全状態を区分したものである。

埋設管，特にたわみ性管に作用する側方土圧算定式は Spangler により導かれている。

$$\sigma_h = \frac{e \cdot F}{2} \left(\frac{F_k \cdot \sigma_v \cdot R^4}{EI + 0.061 e R^4} \right) \quad (8-3)$$

ここに， R ：管の半径（cm）， E ：管材のヤング率（kgf/cm²）， I ：管の断面 2 次モーメント（cm⁴）， F_k ：支承角によって定まる定数， F ：変形遅れ係数， e ：側方土圧係数（kgf/cm²）である。上式から，管体の側方たわみ量（ δ_h ：cm）は次式で算定される。

$$\delta_h = \frac{2 \times \sigma_h}{e} \quad (8-4)$$

一方，有限要素法を用いて埋設管の土圧・変形問題を取り扱った論文も幾つかみられる。
Brown,¹¹⁷⁾ Brown et al¹¹⁸⁾ は高盛土下におけるアーチ状の剛性カルバートおよび円形のたわみ性カルバートに作用する土圧の解析を弾性理論を用いて行なっている。この論文で彼らは管と地盤のすべりを考慮した解析も行なっているが，すべり条件の導入は解析結果にさほど影響を与えないという結果を報告している。また，成田¹¹⁹⁾は地中埋設管に関する土圧・変形問題を弾性解析および Duncan の手法による非線型弾性解析を用いて行なっており，特に地盤のポアソン比の選び方が土圧値そのものだけでなく，盛土高の増加による土圧の増え方の形にも影響を与えると報告している。

第 3 節 管—地盤系の相互作用に関するケーススタディ

3-1 解析手法

用いた解析手法は，本編第 7 章で述べた弾—塑性有限要素解析手法であり，埋戻し過程を考慮した解析を進めることにより土かぶりの増大に伴う管の土圧・変形挙動ならびに地盤の変形および破壊状況を逐次追跡することとした。

3-2 問題の設定

解析に用いたモデルは平面ひずみ条件下にあり，管頂からの土かぶり高さ 7 m，管中心軸よりの距離 5 m の地盤とし，図 8-1 に示すようにこれを 136 個の四角形要素および 18 個の三角形要素に分割した。管は，剛性 EI （ E ：管材のヤング率 2.1×10^6 kgf/cm²， I ：断面 2 次モーメント）を有するはり要素として表現し，その直径は 150 cm とした。境界条件とし

ては底面で完全固定、両端面で鉛直方向のみ移動とした。

管および地盤の剛性の影響をみるために、図8-2に示す様な区分をし、それぞれの領域に表8-1に示す地盤材料物性を与えた。表中、A, B, C, Dで表わした地盤材料の特性は表8-2に示す通りである。

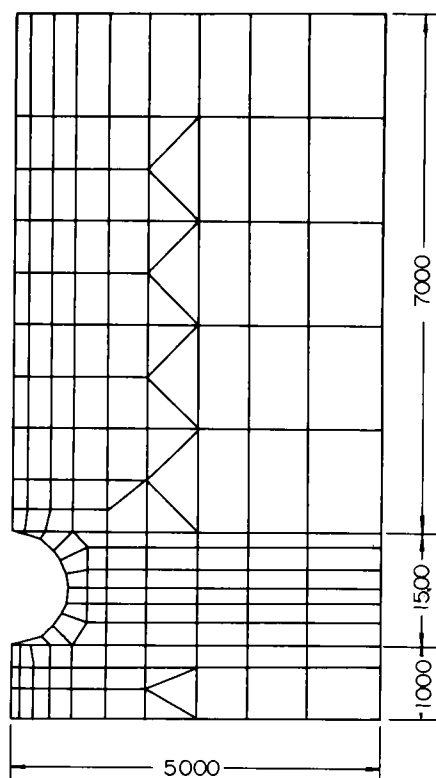


図8-1 有限要素モデル

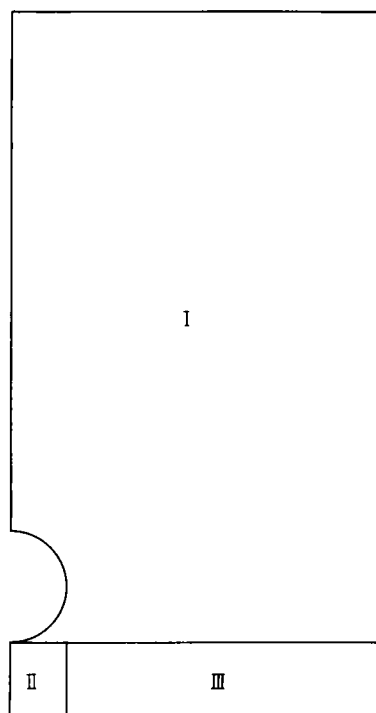


図8-2 ケーススタディのための地盤区分

表8-1 解析の種類

Analysis No.	t (cm)	I	II	III
1	0.4	A	A	B
2	1.2	A	A	B
3	7.2	A	A	B
4	1.2	A	C	C
5	1.2	A	D	D
6	1.2	A	D	C
7	1.2	A	C	D

表8-2 解析に用いた材料定数

	A	B	C	D
G'	190	250	—	—
$\phi_r(^{\circ})$	38.4	42.4	—	—
$\phi_m(^{\circ})$	33.6	37.0	—	—
λ	0.0098	0.0080	—	—
κ	0.0010	0.0062	—	—
e_o	0.88	0.87	—	—
ν	0.3	0.3	0.3	0.2
$E(\text{kg/cm}^2)$			10	180,000

表8-1中、1, 2, 3は管の肉厚のみを、また2, 4, 5は支持地盤の剛性のみを変えた解析であり、前者は管の剛性、後者は支持地盤の剛性が土圧分布、変形量、管体応力分布などに及ぼす影響を調べようとしたものである。また、5, 6, 7は支持地盤の沈下性状が著しく異なる状況、すなわち、5は堅い地盤に布設された場合、6は管が杭などで支えられている時杭周辺地盤が沈下する様な場合、一方7は逆になんらかの要因で杭が沈下する様な場合に対応している。なお、6, 7はMarston-Spangler理論でいう完全あるいは不完全突出状態、および完全あるいは不完全溝状態にそれぞれ相当するものである。

なお，以下に述べる地盤内応力あるいは土圧は，特に断わらないかぎり有効応力に基づくものを意味する。

3-3 管剛性の影響

図8-3(a),(b),(c)は最終土かぶり時において得られる管上地盤の相対変位分布を示したものである。ここで相対変位とは，図8-1のモデルで右側の境界における鉛直変位を0とした時の各層における変位を意味する。鉛直土圧に関する既往の設計法の基本的考え方となっているのは管上の地盤の変位の仕方である。すなわち，管直上地盤の変位が管側方上の地盤変位より卓越する場合は溝状態であり，その逆が突出状態と称されるものである。一般に普通の硬さを有する地盤上におかれた場合，たわみ性管の挙動は前者に，また剛性管の挙動は後者にそれぞれ対応するとされている。(a)をみると管直上で相対変位が正，すなわち溝状態の，一方(c)では相対変位が負，すなわち突出状態の様相を呈していることが判る。また，(b)では深さごとに相対変位が正，負をとっており中間的な状態にあるものと思われる。これらの変位性状は地盤内応力分布，もっと限定すれば管体に作用する土圧分布に影響を及ぼすはずである。以下に，この点に関して考察してみよう。

図8-4(a),(b),(c)には最終埋戻し時の主応力分布を示す。たわみ性管と剛性管の差

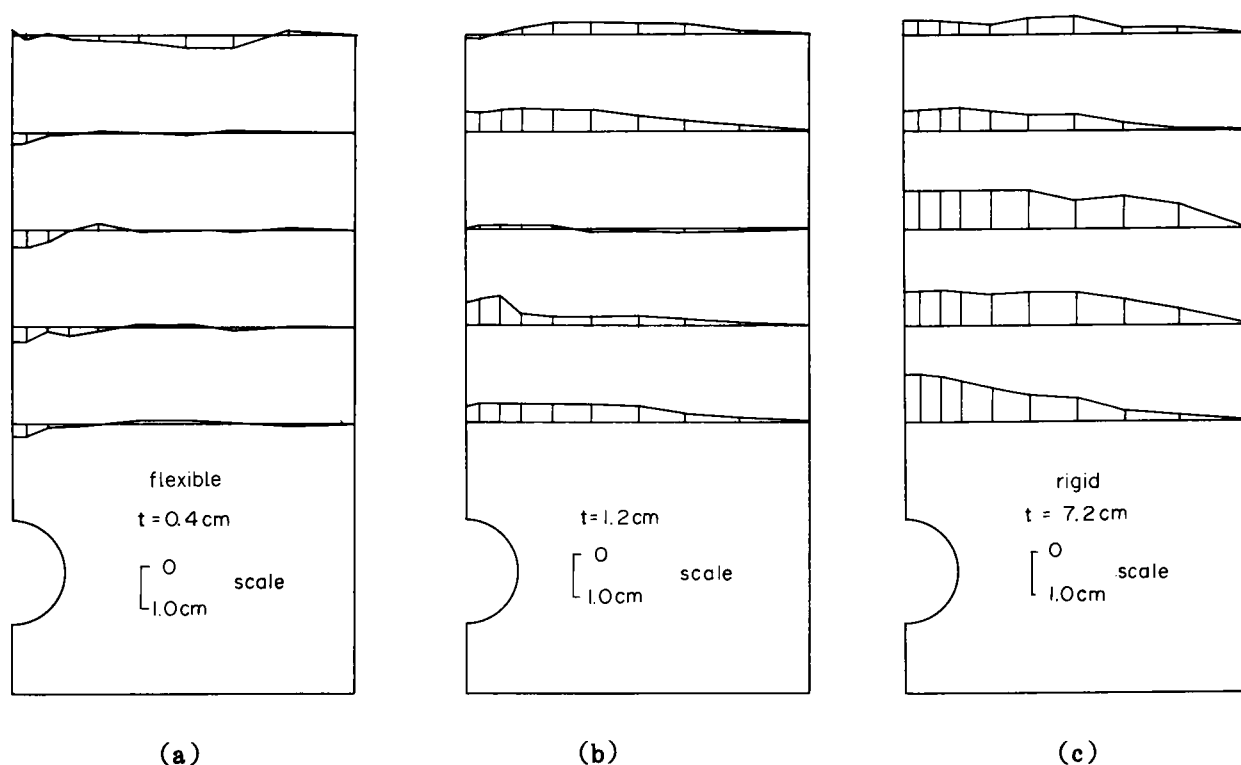


図8-3 地盤内相対変位

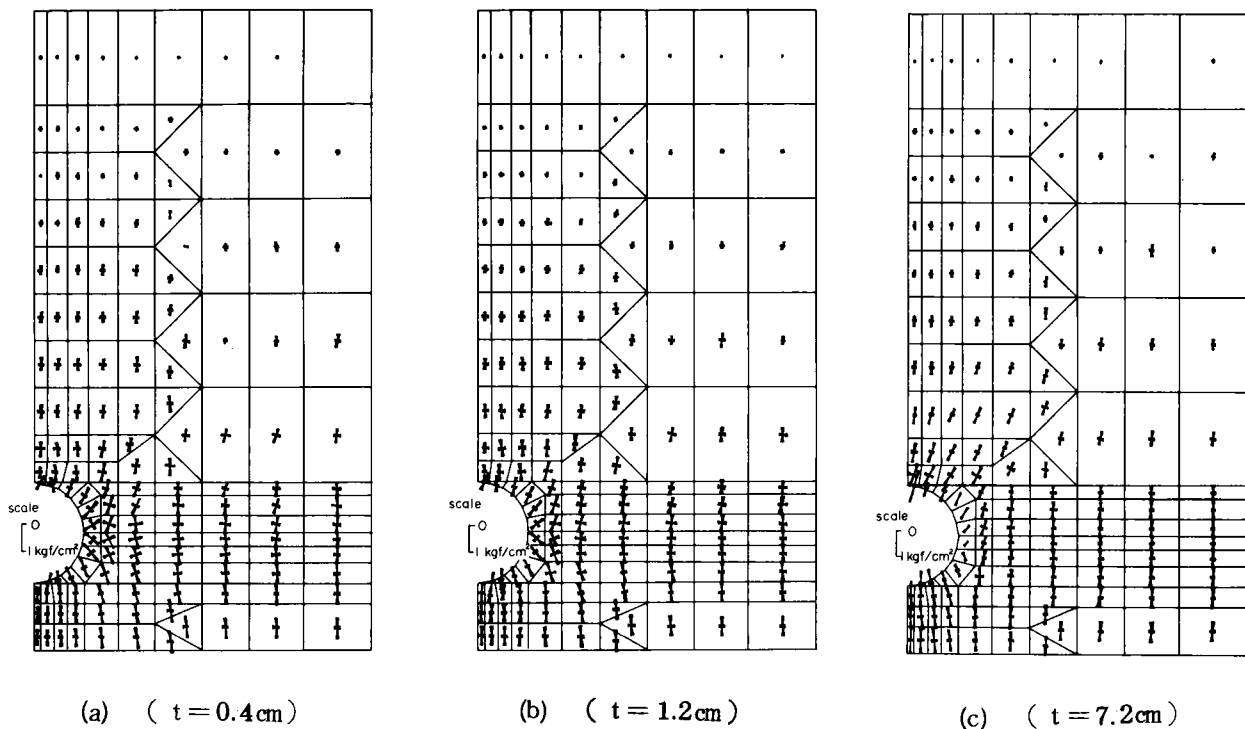


図 8 - 4 地盤内主応力分布

を上げると次のようになろう。

- (1) 管頂付近の主応力差は剛性管の方が大きい。これは Marston の土圧理論と傾向的に一致する。
- (2) 管側方の主応力差はたわみ性管ほど小さい。これは管の変形により管側方地盤の受働抵抗が発揮されていることを意味する。
- (3) 管直下の主応力差は剛性管の方が大きい。また、たわみ性管では管直下よりはむしろ右寄りの所に最大値が生じている。これも管の変形と関連があり、剛な管ほど管の形状を保って支持地盤に貫入しようとする傾向が強いからであろう。

図 8 - 5 に、管に沿った鉛直方向の管上土圧分布、管下土圧分布および管側方土圧分布を示す。ただし、最終埋戻し時における値である。これから判明することは、

- (1) たわみ性管の場合、管上の鉛直土圧分布は Marston が仮定した一様分布とはならず、管頂と管中心を結ぶ中心線から約 $20^{\circ} \sim 45^{\circ}$ 付近で最大値をとる。しかも、たわみ性で溝状態の変位モードを示していた No. 1 の場合でさえ、土かぶり圧を上廻る部分がかなり広い領域にわたって生じている。しかし、管直上に限れば剛性の度合いに応じて溝状態、突出状態およ

びその中間の状態の土圧値を示している。

(2) たわみ性管の側方土圧分布は、

Spangler が仮定したように管の中心から 100° の範囲でほぼ放物線形状を示している。その領域外では土かぶり圧の 2～4 割程度のほぼ一定の土圧値が示された。また剛性管のそれは、深さに応じてやや増加する傾向を示すが、平均的には土かぶり圧の 3～4 割程度であり、これは静止土圧とほぼ一致する結果となっている。

(3) 管下の接地圧分布は剛な管ほど管直下に集中する傾向があり、たわみ性管では管底と管中心を結ぶ中心線から約 $30^\circ \sim 45^\circ$ 付近に最大値が生じている。

図 8-6 は土かぶり高さの増大に伴う管直上の鉛直土圧の変化を示したものである。管剛性の違いにより土圧の大きさに明瞭な差がみられ、特に土かぶり高さが大きいほどその差は顕著である。なお、図中には式 (8-2) で示す完全溝状態および完全突出状態における値も示してある。図をみると、剛性管とたわみ性管とでは土かぶり圧に相当する $r'_t \cdot H$ 線を境にそれぞれ突出および溝状態に対応した値を示していることがわかる。しかし、これは土圧分布形状からも示されたように管直上での議論であり、管に作用する土圧自体はやや大きめ（特にたわみ性管の

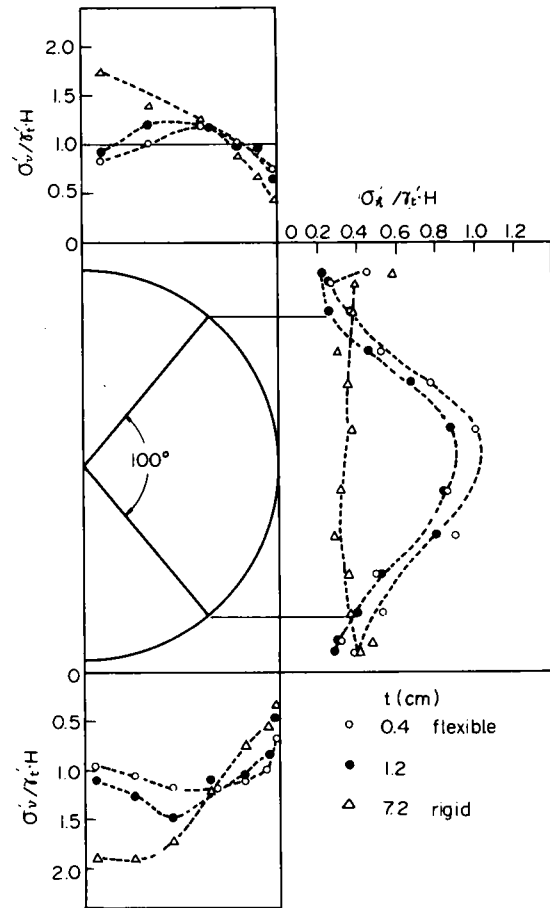


図 8-5 管に作用する土圧分布

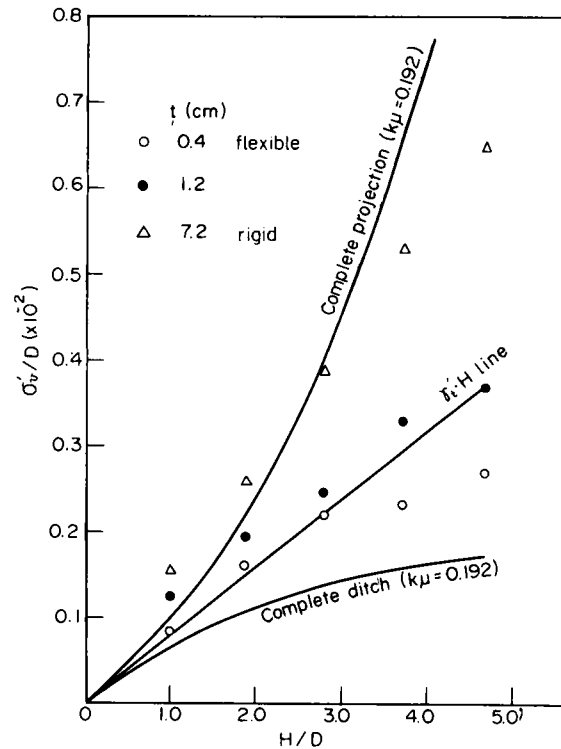


図 8-6 管直上における鉛直土圧と土かぶり高さの関係

場合)の値をとるという点には留意しておく必要がある。また、これは2, 3の研究者により指摘されている Marston の鉛直土圧理論の問題点の中に加えられねばならない事項の一つであると考えられる。

図8-7には、土かぶり圧の増加に伴う管側方土圧の変化を示した。剛性管に作用する土圧は土かぶりの小さい段階では主動土圧程度の側方土圧が、また土かぶりが大きくなると徐々に静止土圧線に近づくことが示されている。この増加の傾向はたわみ性管の場合において顕著であるが、これは土かぶりの増大に伴ない管の側方変位が大きくなり、その結果地盤内の受働抵抗が増加することによるものである。

図8-8は、上記した側方土圧と管体側方たわみ量の関係を示したものである。側方土圧と管体側方変位量の比に $\frac{1}{2}$ を乗じたものは、側方土圧係数(e)と呼ばれ、Spangler が提案したたわみ量の算定式中重要な役割を果たすものである。この図から明らかなように e は土圧値の大きさにより変化すること、また管の剛性により大きくその値を異にすることなどが示されている。

3-4 支持地盤剛性の影響

図8-9は、管直下地盤の剛性を種々変えて行なった解析から得られた土圧分布を示したものである。これより管上および側方土圧分布に明瞭な差を見出すことはできないが、管底の接

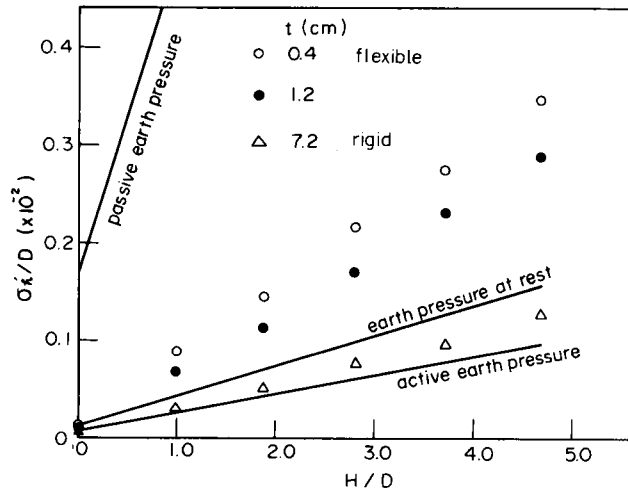


図8-7 管側方土圧と土かぶり高さの関係

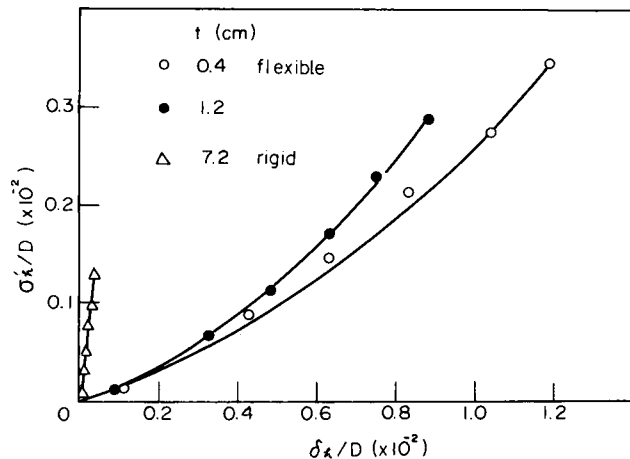


図8-8 管側方土圧と管体側方たわみ量の関係

地圧分布には差がみられる。すなわち非常に硬い地盤を想定したNo.5の場合、管直下の土圧がきわめて小さく、管底よりややはずれた付近でかなり大きな応力集中が生じている。これは、管が支持地盤へのめりことなく楕円上にたわむことにより、管底付近の地盤へ応力が伝達されていることを示しているが、実際にはこの様な結果が生じるとは断定しにくい。すなわち、普通の施工方法による限り、この付近の埋戻し土の剛性は他の部分のそれより小さくなるはずであり、また極端な場合、管底への土砂のまわりこみが完全でない場合も考えられるからである。

図8-10には、管直上の鉛直土圧と土かぶり高さの関係を示した。支持地盤が極端に軟らかい場合は、他の土圧値より幾分小さい値を示しているが、土圧分布からみるとそれらの間に大差はないことに注意しておく必要がある。

図8-11および図8-12は、土かぶり高さと側方土圧、および側方土圧と管の側方たわみ量の関係を示したものである。いずれも大した差を見出すことはできない。特に、図8-12には側方土圧係数 e には支持地盤剛性の影響はほとんどみられないことが示されている。

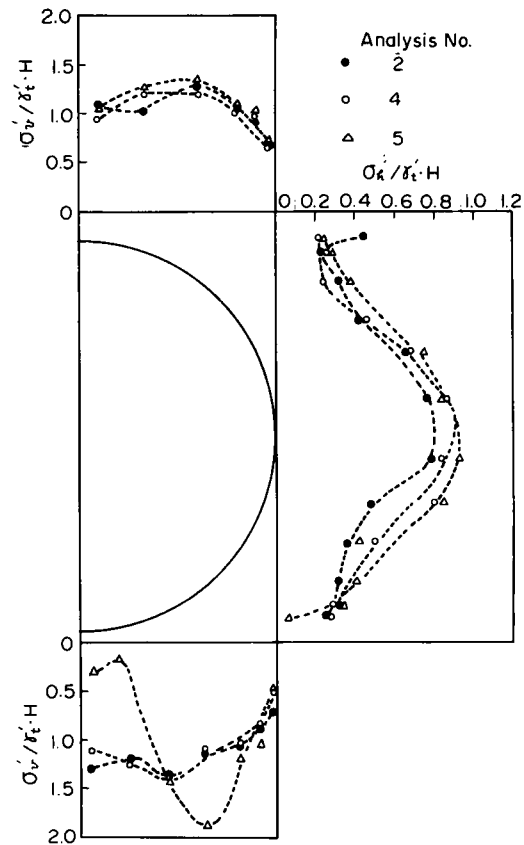


図8-9 管に作用する土圧分布

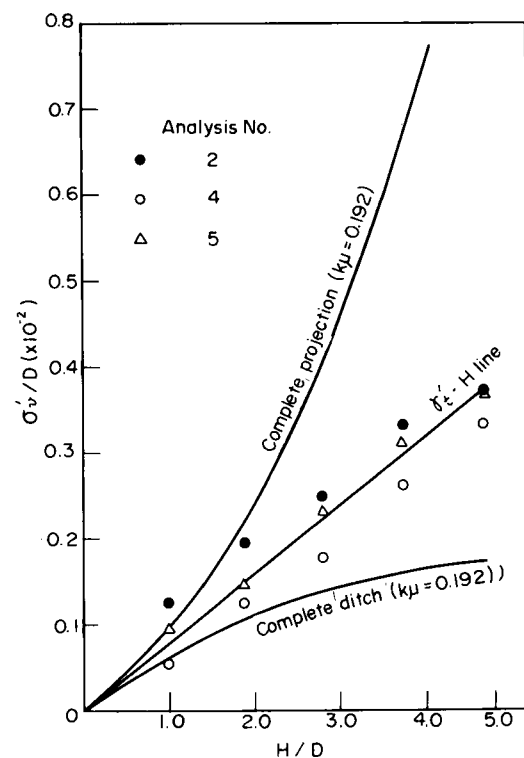


図8-10 管直上における鉛直土圧と土かぶり高さの関係

3-5 支持地盤の沈下性状が管の挙動に及ぼす影響

図8-13および図8-14は周辺地盤が卓越して沈下する場合、および管底が卓越して生じる場合のそれぞれに対し、土かぶりの増大に伴う地盤内変位状況（鉛直変位）を描いたものである。また、図8-15には支持地盤がほとんど沈下しない場合（№5）の最終埋戻し時における変位状況も示した。図8-13から判明することは、

- (1) 土かぶりの浅い段階(a)では、地表面まで支持地盤の沈下の影響が表われているが、土かぶりが増すにつれてその影響は逐次減少し、最終土かぶり時には地表面までの影響はみられない。
- (2) 相対変位は、Marstonのいう相対変位面と一致して管の側方から高さ方向に鉛直な領域上で卓越して生じている。

- (3) 以上の解析結果は、土かぶりの浅い段階では完全突出状態に、また深くなると不完全突出状態に類似した挙動が地盤内に生じていることを示している。

一方、図8-14からは、次の点が指摘できる。

- (1) №6の解析結果と同様に土かぶりの増加に伴ない管の沈下の影響は地表面に近づくほど小さくなる。
- (2) 相対変位量は、管から右斜め上の領域に卓越して生じているようであり、鉛直な相対変位面が生じているとは認め難い。

図8-16(a),(b),(c)は、各解析における最終埋戻し時の地盤内要素安全率（ $SF = \sin \phi_f / \{ (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3) \}$ ）の分布を示したものである。上記した変位性状に従がい、№6では鉛直な相対変位面に沿った領域で安全率が低下し、№7ではむしろ右斜め上に沿った

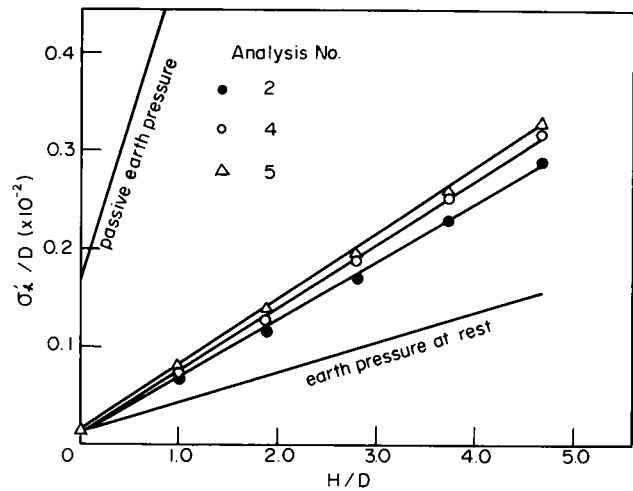


図8-11 管側方土圧と土かぶり高さの関係

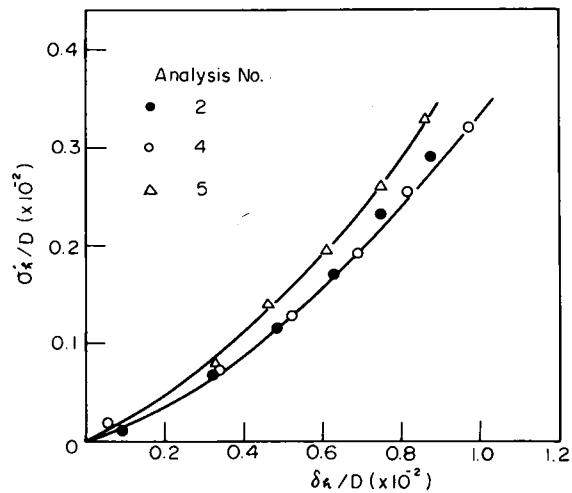


図8-12 管側方土圧と管体側方たわみ量の関係

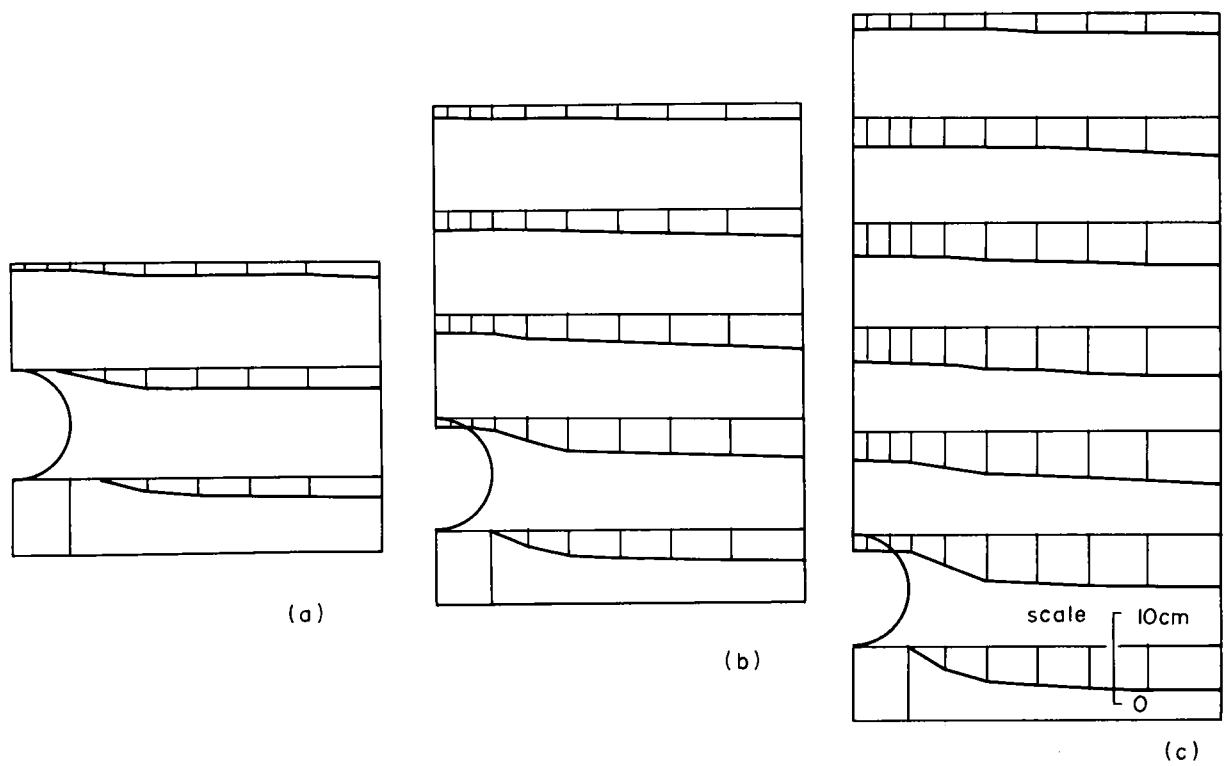


図 8 - 13 解析 16.6 における地盤内鉛直変位性状

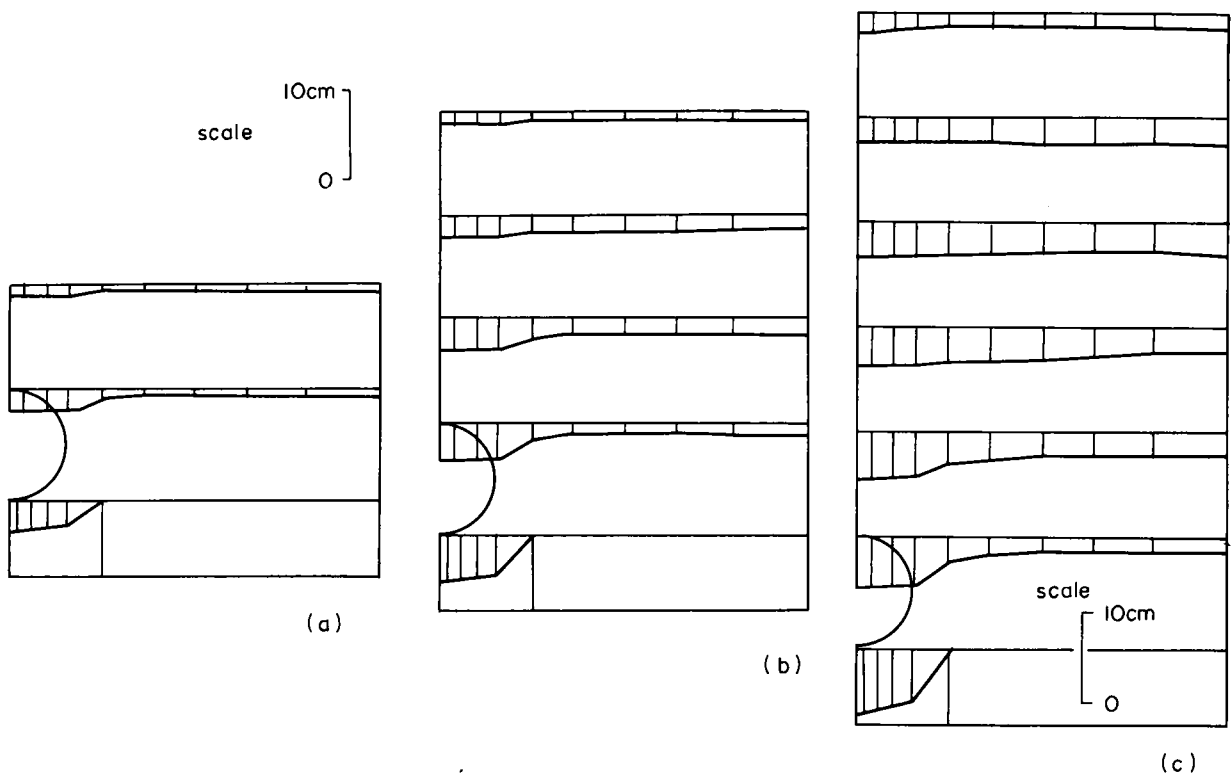


図 8 - 14 解析 16.7 における地盤内鉛直変位性状

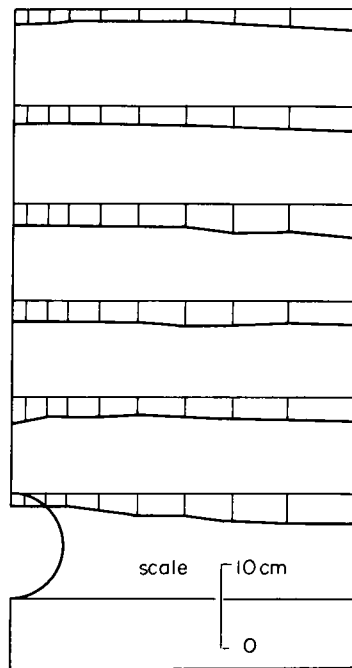
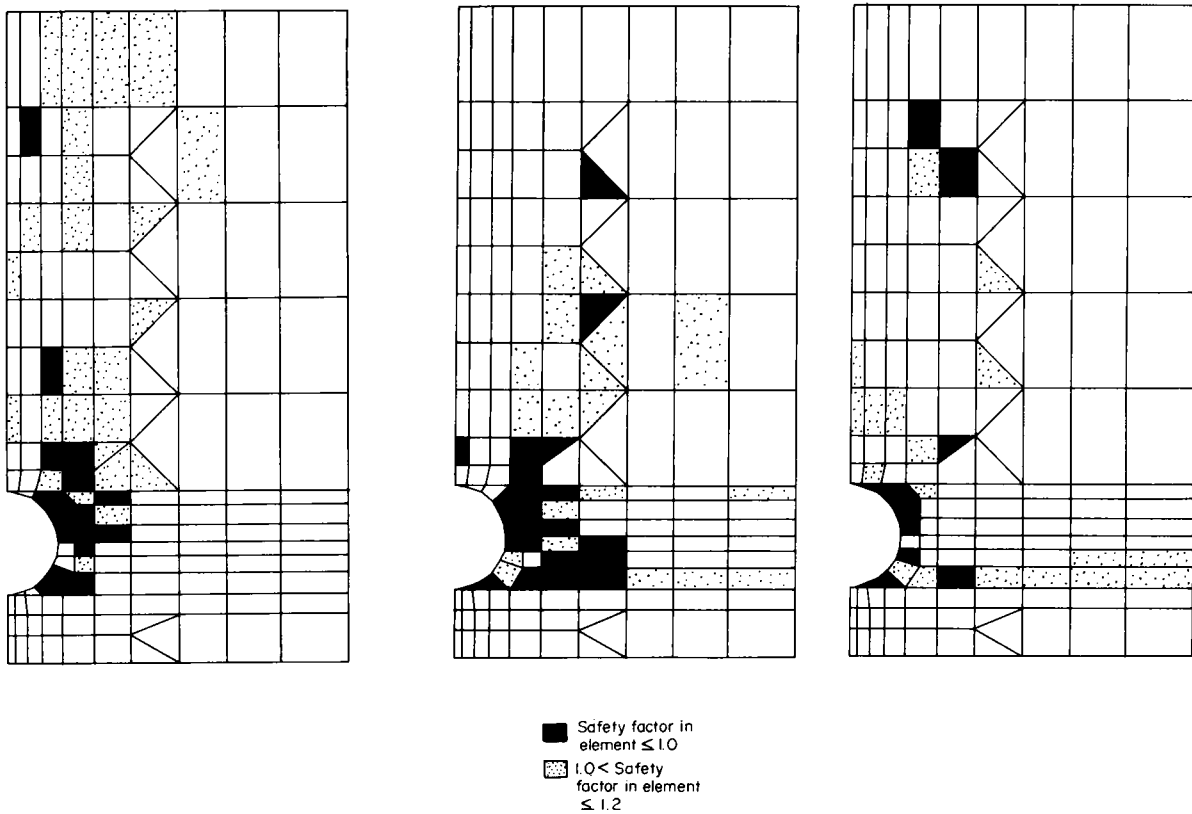


図 8 - 15 解析 № 5 における地盤内鉛直変位性状



(a) (解析 № 6)

(b) (解析 № 7)

(c) (解析 № 5)

図 8 - 16 地盤内要素安全率の分布

面上で安全率の低下がみられる。

図8-17には、以上のような地盤内変位・破壊状況の下で得られる土圧分布を示す。ただし最終埋戻し時におけるものである。これから明らかなように、突出状態に対応する $\kappa 6$ には、管全体にわたり土かぶり圧よりも大きな土圧が生じている。また、 $\kappa 7$ では土かぶり圧よりも小さな土圧しか発生しておらず、溝状態に対応した形になっている。しかも他の解析結果と比較して、一様な分布状況を示していることは注目される。一方、側方土圧分布にも明瞭な差が表われており、鉛直土圧の大小に応じて側方土圧の大きさも変化している。ここで今まで述べてきた土圧分布とやや異なっているのは $\kappa 7$ の場合であり、最大値が管中心よりは、やや下がった所で生じていることである。この場合、鉛直土圧はかなり小さく、したがって側方たわみ量も小さいので側方土圧分布としては剛性管のそれに似た形状を示すようになるのかもしれない。

図8-18は、最終埋戻し時における管上の土圧の高さ方向変化を示したものである。管直上での各ケースにおける顕著な差は地表面に近づくほどみられなくなり、図中⑤として示した高さ付近では、いずれも土かぶり圧とほぼ一致することが知られる。地盤内の変位状況や破壊領域からは、いわゆる等沈下面の指摘が困難であったが、この図によると、管および地

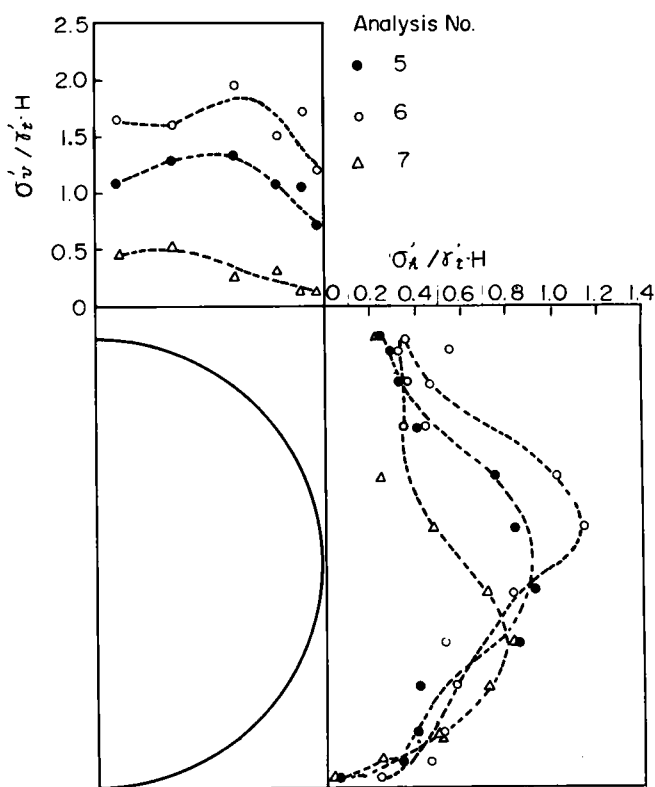


図8-17 管に作用する土圧分布

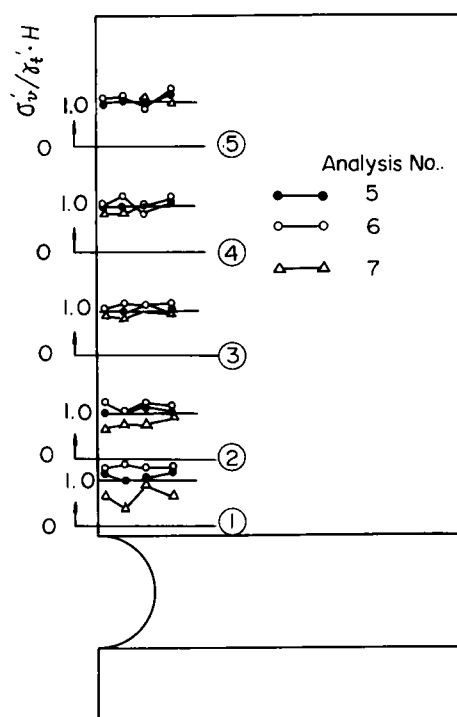


図8-18 管直上における地盤内鉛直土圧分布

盤の相互作用の影響が、等沈下面というはっきりした形ではないが、地表面のかなり近いところまで伝わっていると判断してよいように思われる。

図8-19, 図8-20, および図8-21には、土かぶり高さと鉛直土圧, 側方土圧および側方土圧と管の側方たわみ量の関係を示した。図8-21から知られるように, 166においてやや e 値の低下がみられるものの, 解析結果は前に述べた管剛性の違いによるほどの差はみられないことが示されている。すなわち, ここで行なった解析結果からのみ判断すると e 値に最も大きな影響を及ぼす要因は土かぶり高さ, 管の剛性およびここでは触れなかったが管の大きさの3つであることが指摘できよう。

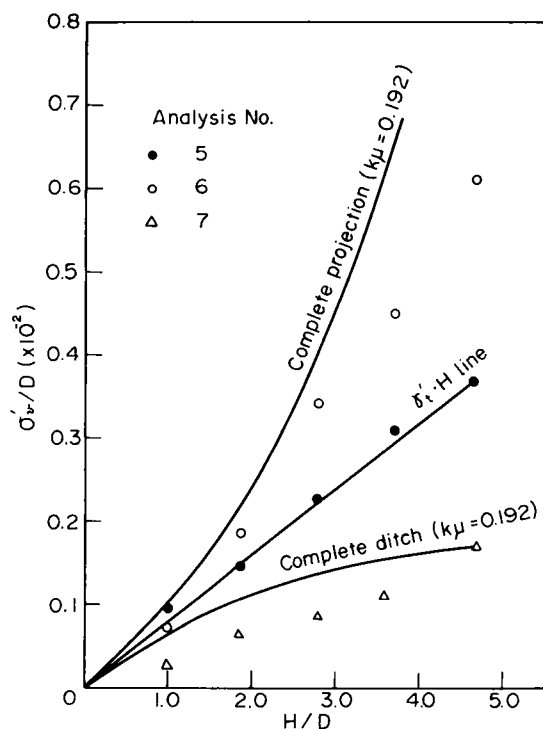


図8-19 管直上における鉛直土圧と土かぶり高さの関係

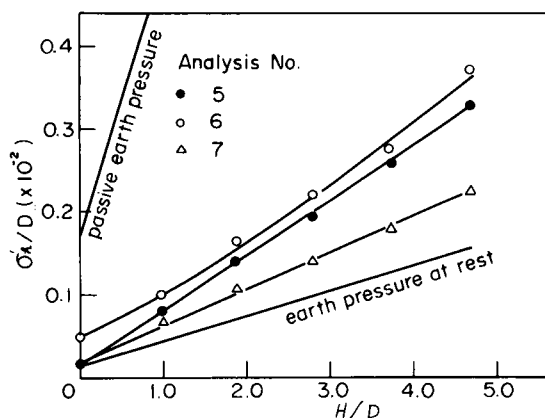


図8-20 管側方土圧と土かぶり高さの関係

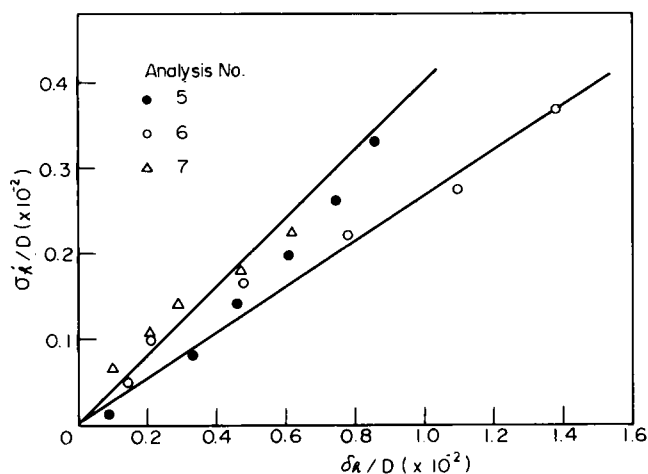


図8-21 管側方土圧と管体側方たわみ量の関係

第4節 大型模型実験とその解析

4-1 実験装置・試料および実験方法

4-1-1 実験装置

実験に用いた管は外径150cm，内厚1.2cm，長さ200cmの鋼管（SS41）であり，これに図8-22に示す位置に土圧計（ひずみゲージ式：10点），変位計（継目計を使用，鉛直，水平2成分）およびひずみ計（32点）を取り付けた。図8-23に示すように実験用の土槽は，高さ5.5m，奥行き2.1m，幅5.0mの鋼製であり，これを大型鉄筋コンクリート製ビット（6×5×6m）の中に設置して実験を行なった。土槽の側面には図8-23に示すように4段のバルブを取り付けてあり，実験では上部3個のバルブの開閉により地盤内の水位を変動させることができるようにした。また，管体の応力・土圧・変位を測定するのみならず，管周辺地盤の挙動も調べる目的で，図8-24に示す位置に土圧計，間げき水圧計，沈下計，R I 式密度計用の塩ビパイプおよび密度測定用の容器を設置した。

4-1-2 実験試料

実験に用いた試料は，利根川産の川砂と人工配合した砂礫の2種類である。これらの粒度分布および物理諸量は，図8-25および表8-3，8-4に示す通りである。

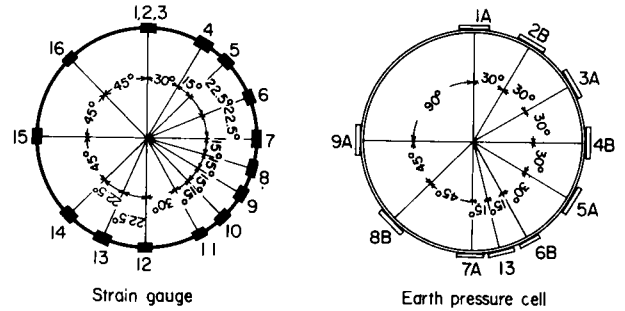


図8-22 ひずみ計及び土圧計の配置

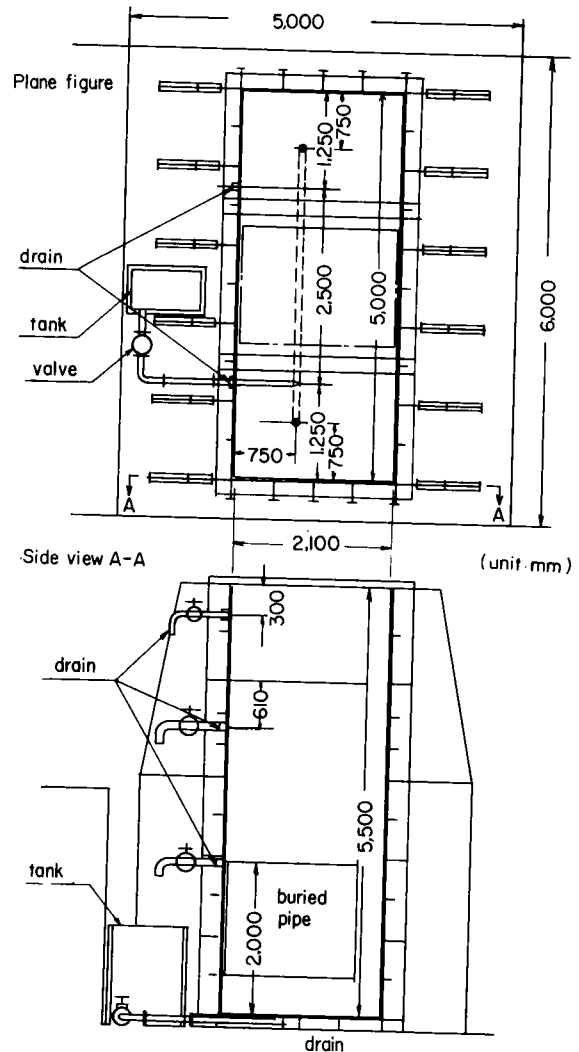


図8-23 鋼製大型土槽の概要

4-1-3 実験方法

実験は図8-26に示す条件で行った。すなわち、支持地盤と埋戻し地盤を同一の砂を用いて行なったケース1に対し、ケース2、3では支持地盤および管周辺に砂礫を用いており、管に対する周辺地盤の拘束の違いおよび支持地盤剛性の差などを調べることを目的としたものである。また、ケース4は支持地盤の厚さが他のケースに比べて幾分大きくとってあり、そのケースについてのみ同一の実験を2回行なっている。支持地盤は一層のまき出し厚さ約40cmでパイプレータにより締め固め、所定の仕上り厚さになるようにした。その後、模型管を支持地盤上に設置し、徐々に水を加えていった。また、埋戻し地盤の作成は土槽に満した水面の約2m上に設けたベルトコンベアーから砂および砂礫を直接投入する方法によった。この時、砂を投入する位置は埋設管の両側とし約75cm投入ごとに整地して各測定を行なった。なお、地盤の密度および標準貫入

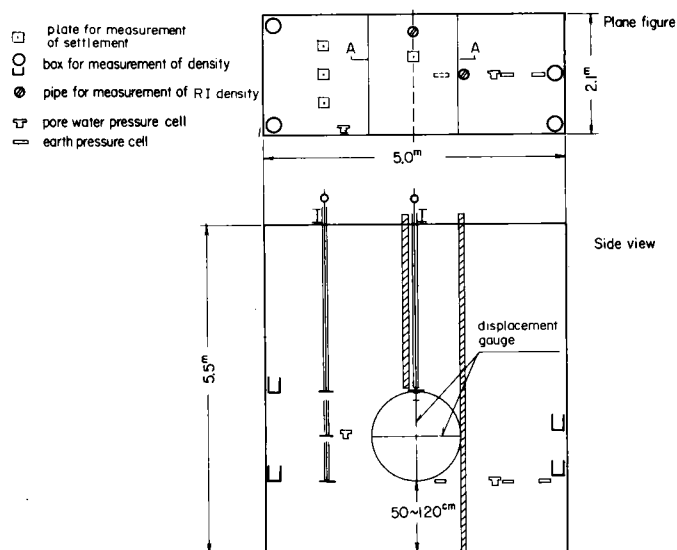


図8-24 各種計器類の配置

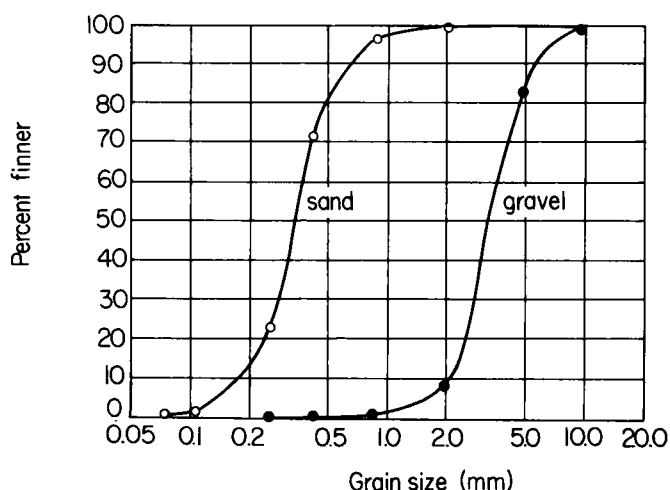


図8-25 実験に使用した土質材料の粒径加積曲線

表8-3 砂の物理定数

比重 G_s	2.701
最大間グキ比 e_{max}	0.991
最小間グキ比 e_{min}	0.634
均等係数 U_c	2.056
有効径 $D_{10}(mm)$	0.18

表8-4 砂礫の物理定数

比重 G_s	2.702
最大間グキ比 e_{max}	0.982
最小間グキ比 e_{min}	0.650
均等係数 U_c	1.667
有効径 $D_{10}(mm)$	2.1

試験は実験の終了時に行ない，上記した測定の外にサンドサンプラーを用いた乱さな
い試料採取による密度測定を行なった。

4-2 計算結果と実験結果との比較・

検討

4-2-1 解析モデル

本章第3節で述べた解析手法を用いて，
模型実験を対象とした解析を行なう。解析
は，平面ひずみ問題として取り扱い，最初
に管頂上の土かぶり状態から開始し，その
後実験の手順に従がい土かぶり高さを上げ
ていくことにした。

模型実験における各種現場密度測定結果
から，表8-5に示すように各ケースの単
位体積重量を決定した。また，それに対応
した密度を有する供試体について三軸圧縮
試験を実施し，砂および砂礫の構成式中
に含まれる各材料定数を決定した。これら
を表8-6に示す。

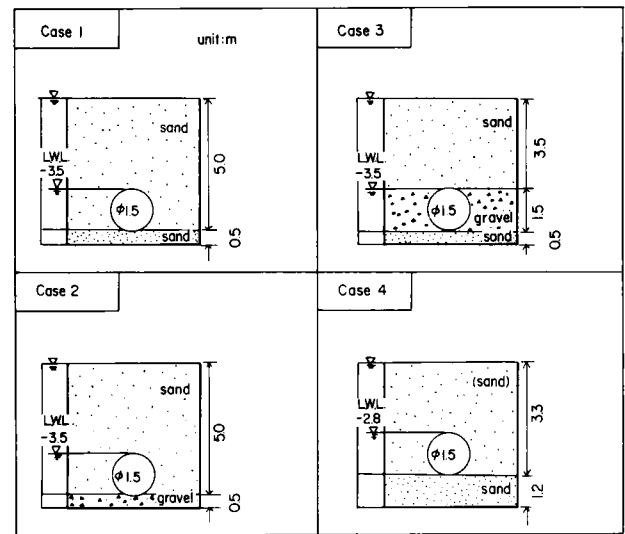


図8-26 支持地盤及び埋戻し地盤の条件

表8-5 解析に使用した地盤の単位体積重量

深度 /\	0~	50~	200~
	50cm	200cm	540cm
Case 1	1.8	1.8	1.8
" 2	1.5	1.8	1.8
" 3	1.8	1.5	1.8

単位； g/cm^3

深度；土槽底面を0

表8-6 解析に使用した砂，砂礫の材料定数

Case	深度(cm)	$\phi_f(^{\circ})$	G'	λ	κ
1 4	0~540	38.4	190	0.0098	0.001
2	0~50	42.4	250	0.0088	0.0062
	50~540	38.4	190	0.0098	0.001
3	0~50	38.4	190	0.0098	0.001
	50~200	42.4	250	0.0088	0.0062
	200~540	38.4	190	0.0098	0.001

4-2-2 管体に作用する土圧とその分布

図8-27は、解析で得られた最終埋戻し時の土圧分布を示したものである。図をみると本章3-3で述べたのと類似した分布形状を示していることが判る。すなわち、管頂部での鉛直土圧は土かぶり圧の80～90%程度を示し、その最大値は管頂と管中心を結ぶ中心線から約45°付近で生じている。その値は土かぶり圧の1.4～1.5倍程度である。また、側方土圧の最大値は管水平中心線上で生じ、その値として土かぶり圧の90～100%が得られている。なお、図中には管頂、管側方および管底部で得られた測定値も示したが、土圧計の飛び出しにより異常な値を示した管部分を除いてその対応は良いと言えよう。図によると地盤条件（支持および周辺地盤）の違いによる差は解析上ほとんどみられない。これは、実験においても同様であった。一般に、周辺地盤の剛性差は応力・変形に大きな影響を及ぼすものと考えられるが、ここで得られた結果は模型実験の規模、および用いた材料の強度・変形特性がそれほど変わらなかったことによるものと思われる。

図8-28は、土かぶり高さの増加に伴う鉛直土圧の変化を示したものである。なお、図中には式(8-2)で示したMarston式による算定値（完全溝状態および完全突出状態）も示した。これを見ると土かぶりの小さい段階では実測値は土かぶり圧よりも大きな値を示しているが地盤高さが増すにつれてほぼ土かぶり圧に近い値をとるようになる。また、有限要素解はほぼ土かぶり圧と同程度の値を示しており、この付近における実測値との対応は良い。このことは、本章第3節の計算例でも述べたようにきわめて大きな剛性を有する管でなければ、通常の支持地盤条件の下で埋戻しされた時に管に作用する鉛直土圧は土かぶり圧程度と考えてよいことを示すものである。

図8-29は側方土圧と土かぶり高さの関係を示したものである。なお、図中

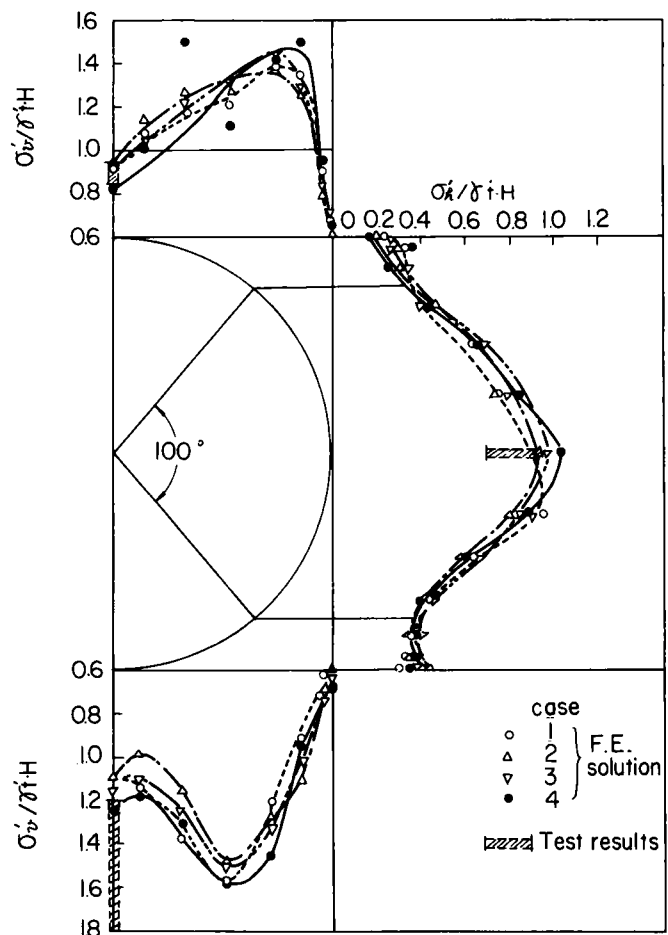


図8-27 最終埋戻し時における土圧分布
—有限要素解と実測値との比較—

には実測値，有限要素解とともに式(8-3)で示した Spangler 式による値（支承角を 180° とし， σ_v は土かぶり圧を， e は実験から得られた値を用いている）も示した。有限要素解は実測値をやや上廻る傾向にあるが，その一致度は比較的良いと言える。一方，Spangler 式によると式中のパラメータとして実測値およびそれに近い値を用いており，しかも支承角として最大値を採用しているにもかかわらず，かなり大きな土圧を算定するようである。なお，式に含まれる側方土圧係数の値は算定値にほとんど影響を及ぼさないことは注目してよい。

4-2-3 管体たわみ量

実験および有限要素法により得られた管体鉛直および側方変位量（ δ_v ， δ_h ）を土かぶり高さに対してプロットしたのが図8-30である。なお，有限要素解によると δ_h と δ_v の間にほとんど差がみられなかったので図には δ_h のみを示し

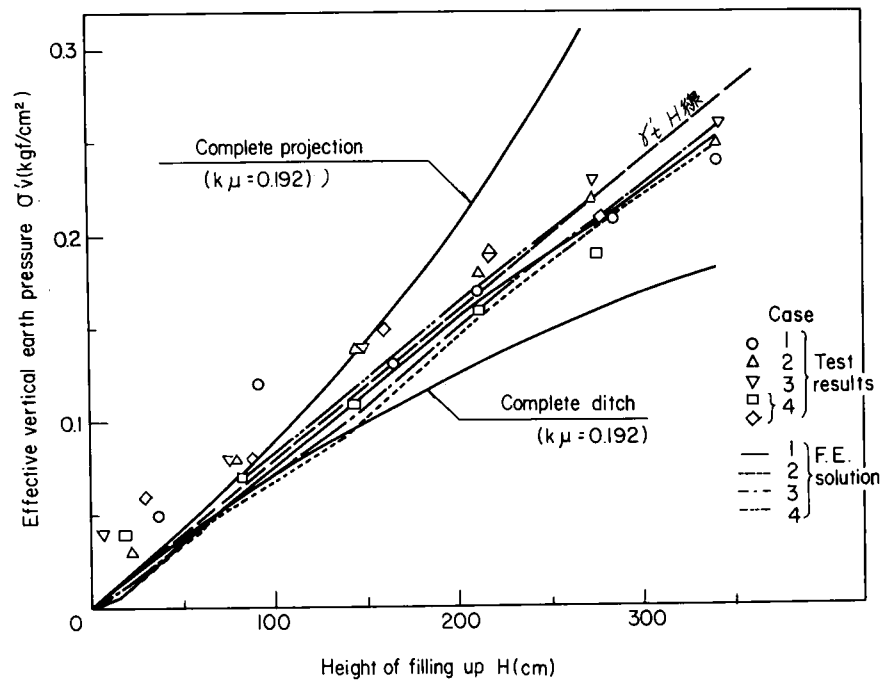


図8-28 鉛直土圧と土かぶり高さの関係
(有限要素解と実測値との比較)

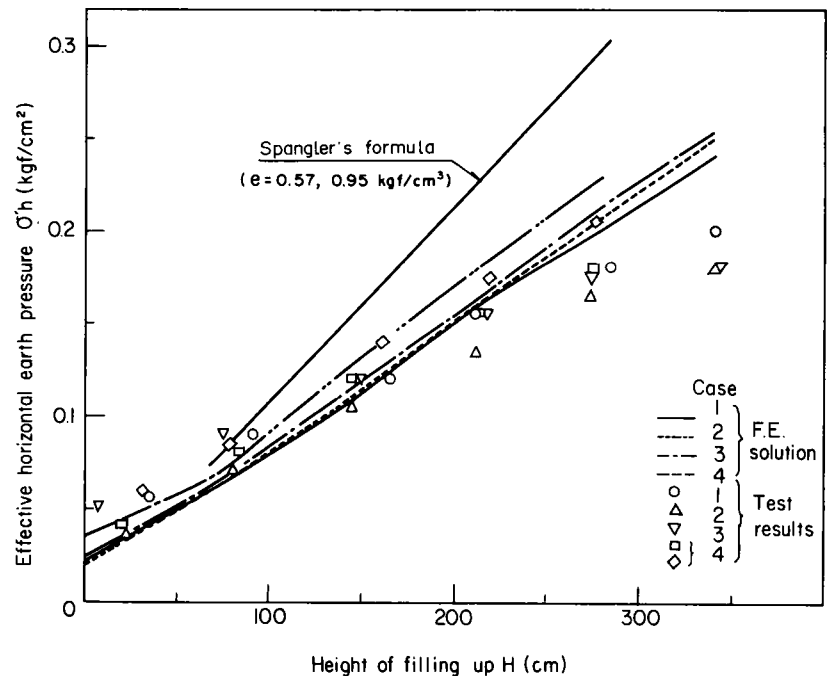


図8-29 側方土圧と土かぶり高さの関係
(有限要素解と実測値との比較)

ておいた。また、図は管頂まで埋戻しされた時に測定あるいは解析で得られた変位量を基準としてプロットしてある。図にみられる通り実測値にかなりのバラツキが認められるが、有限要素解はケース4の実測値に近い値を示している。すなわち、実測値の上限値程度の値が計算されている。一方、管体のたわみ量を算定する Spangler 式によると、図にみられるように過大な変位が求められた。このことと側方土圧の計算結果とを照らし合わせると、Spangler 式は変位に対しては安全側の、また管体応力に対しては危険側の評価をする傾向があるという点には充分留意しておく必要がある。

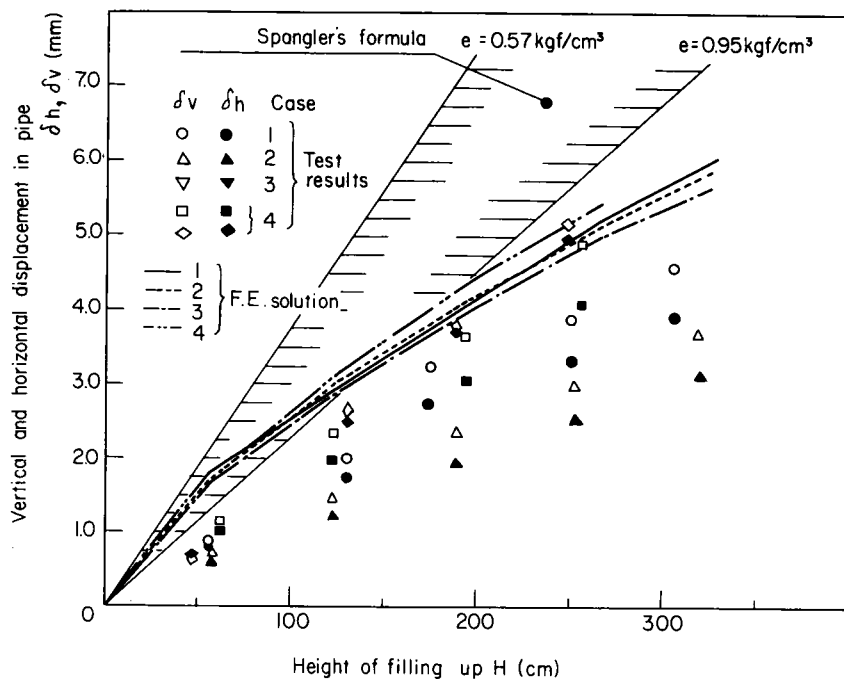


図 8-30 管体たわみ量と土かぶり高さの関係
(有限要素解と実測値との比較)

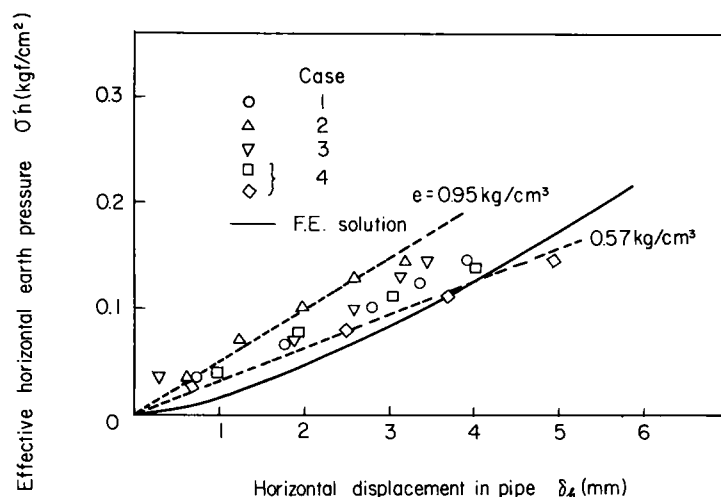


図 8-31 側方土圧と管体側方たわみ量の関係
(有限要素解と実測値との比較)

4-2-4 側方土圧係数

図 8-31 に、実験および有限要素法により得られた有

効側方土圧と管体側方たわみ量の関係を示す。いずれのケースに対しても、それらの間には直線関係がみられ、管周辺地盤の受働抵抗に未だ余裕が残されていることを示している。有限要素解をみると地盤高の低い部分で非線型性が顕著であり、土かぶりの増大につれて e も増大する傾向にある。したがって、初期の変形部分を度外視すれば、その勾配は実験で得られた値を近似しうるものと言ってよい。

4-2-5 管の円周方向応力分布

図8-32には、ケース4における最終埋戻し時の管体円周方向応力分布を示す。ただし、図の符号は圧縮をマイナスにとってある。図から明らかなように、有限要素解と実測値との間にはきわめて良い一致度が示されている。管体に生じる応力値は、管～地盤系の微妙な相互作用の結果として生じるものであり、また測定精度的にも土圧などに比べてより高いものと考えられる。これらを勘案すると有限要素法による解はかなりの妥当性を有しているものと考えてよいように思われる。

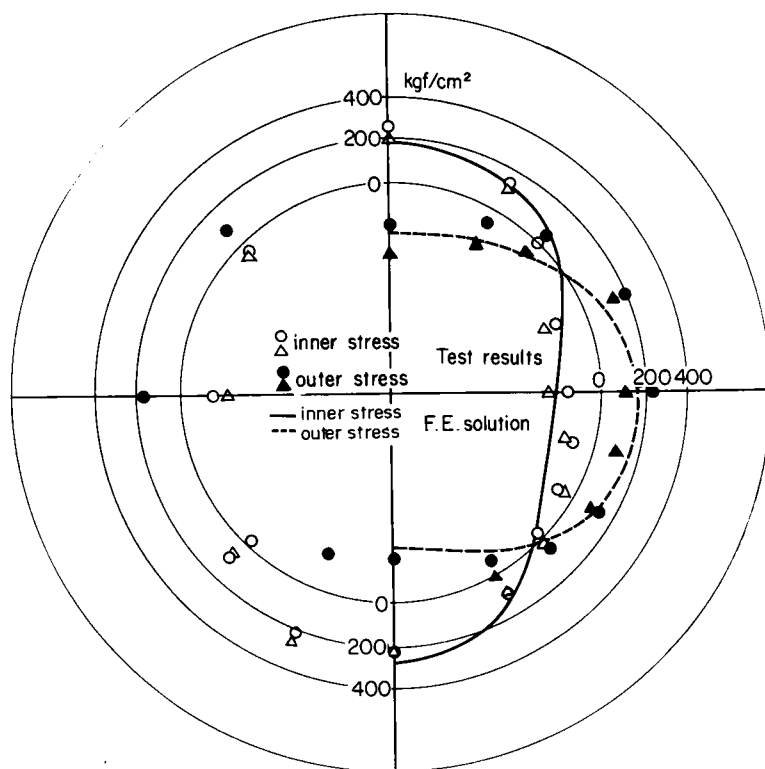


図8-32 管体円周方向応力分布に関する有限要素解と実測値との比較 (Case 4)

第5節 潮位変動時の管の挙動

埋戻し時および埋戻し後、水位を上下させた時の管に作用する土圧（管頂および管側方部）、管体変位量および管体応力（管頂、管側方および管底部）の変化の一例を図8-33に示す。これから埋戻し終了時において測定された各値は第1回目の水位低下時において急激な増加を示した後、その後の水位変動により徐々に増加する傾向を示しているが、第3～4回目からはほとんど一定値に落ち着くことが判る。図8-34は第1回目の水位低下時の値に対する最終的な値（第2～6回目の水位低下時）との比を示したものである。これからその比を求めると、鉛直土圧は約1.0、側方土圧は平均1.1、鉛直たわみ量は1.45、および側方たわみ量は1.2と増加している。また、管体応力の比はほぼ1.2である。このように土圧値、特に鉛直土圧の増加があまりみられないにもかかわらず、管体変位および応力の増加が著しいことは興味深い。これらの傾向は他の実験でもみられた。

図8-35は、ケース1, 2, 3に対して第1回目の水位が低下し、有効土圧が増加する過程の鉛直土圧の実測値を地盤内水位を横軸にとりプロットしたものである。図中、○印を結んで示した線は、水面下では $\gamma'_1 \cdot H$ を、また水面上では Marston の完全溝状態に対する式から求められる値の和を示したものである。なお、図中には参考のために各種土圧公式から求められる値も示しておいた。図8-36は、同様のプロットをケース4に対して行ったものであ

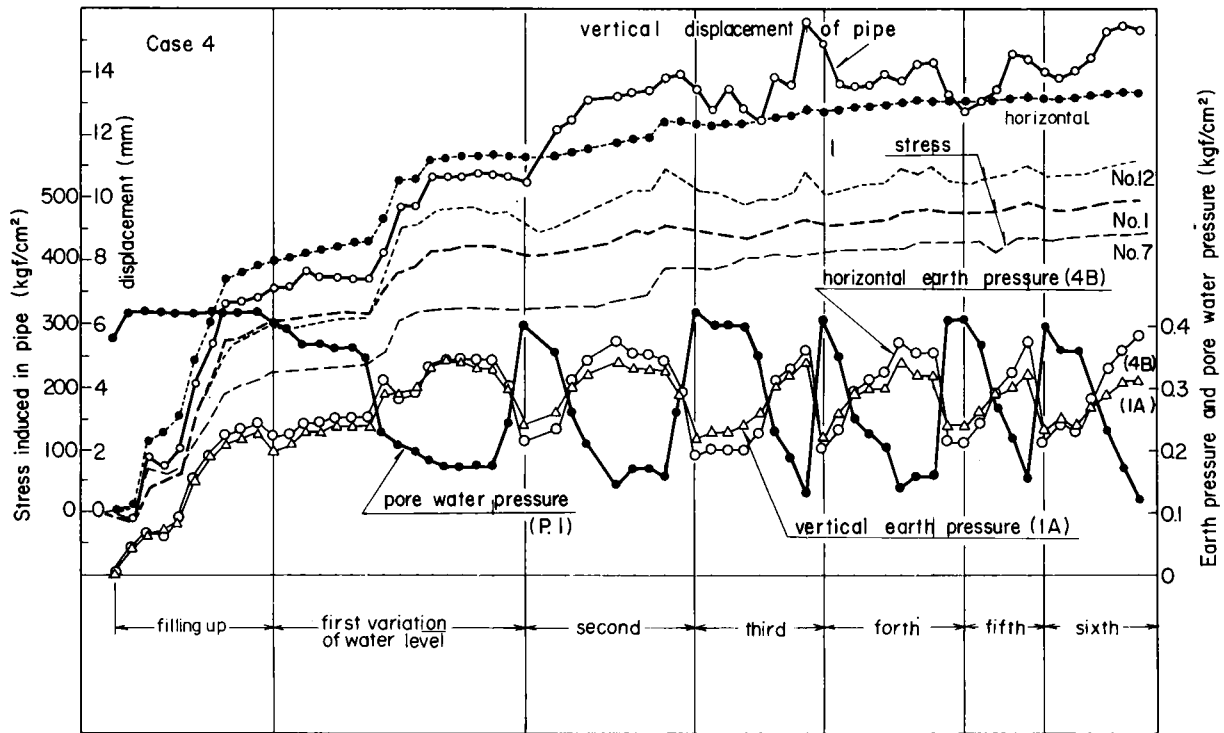


図8-33 埋戻し及び水位変動による管の挙動（ケース4の場合）

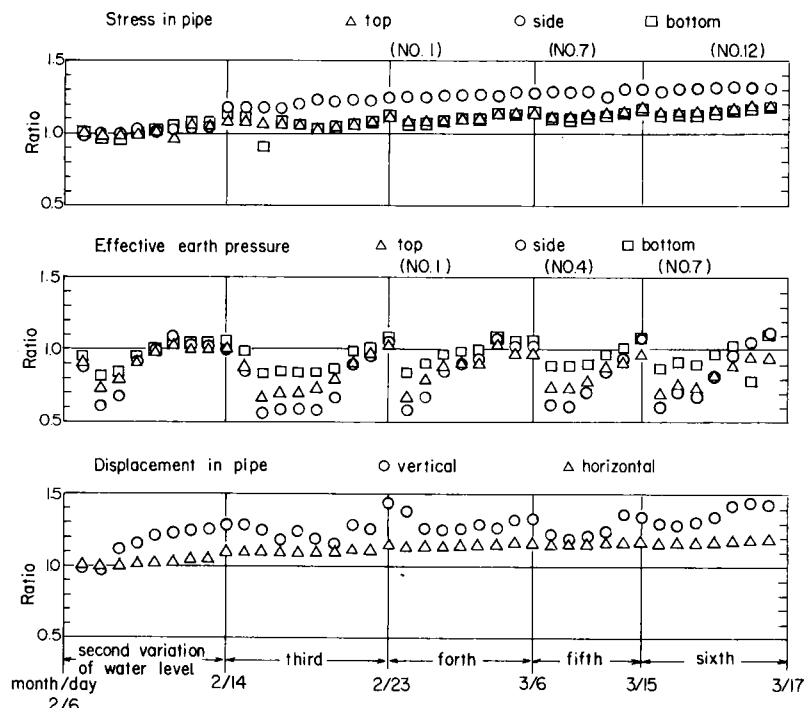


図8-34 第1回水位低下時に対する応力・土圧・たわみ量の比（ケース4の場合）

る。ただし、この図は第6回目までの水位低下時の値をすべてプロットしてある。これらから明らかなように、最も鉛直土圧が大きいと思われる水面が最も低い状態では、土かぶり圧よりかなり鉛直土圧が小さく、またそこに至るまでの鉛直土圧の推移も○印で示した線にほぼ沿った形で変化することは注目されよう。

図8-37は、図8-33と同様に水中埋戻し時およびその後の水位変動時に得られた側方土圧と側方たわみ量の関係を示したものである。図8-33からも指摘されたように第1回目の水位低下時において、各値ともきわめて大きな増加を示していたが、図8-37によると側方土圧係数はほとんど変化しない。すなわち、水位変動時における側方土圧と側方たわみ量の増加率は、埋戻し時において得られる増加率にほぼ等しいことが判る。

このような水位変動に伴う管体応力、たわみ量の増加傾向は管の安全性を議論していく際、無視できない重要な問題である。これは、主に管-地盤系の相互作用に起因する地盤側の塑性変形、特に繰返し荷重を受けた時のひずみの累積現象に依存する所が大きいものと思われる。

上記した現象を定量的に把握し、一般化することは今後の課題であると言えるが、今回の潮位変動を模擬した模型実験結果を要約すると以下の点が指摘できる。

(1) 鉛直土圧に関しては、地下水位以下では $\gamma'_i \cdot H$ を、地下水位以上に関しては Marston

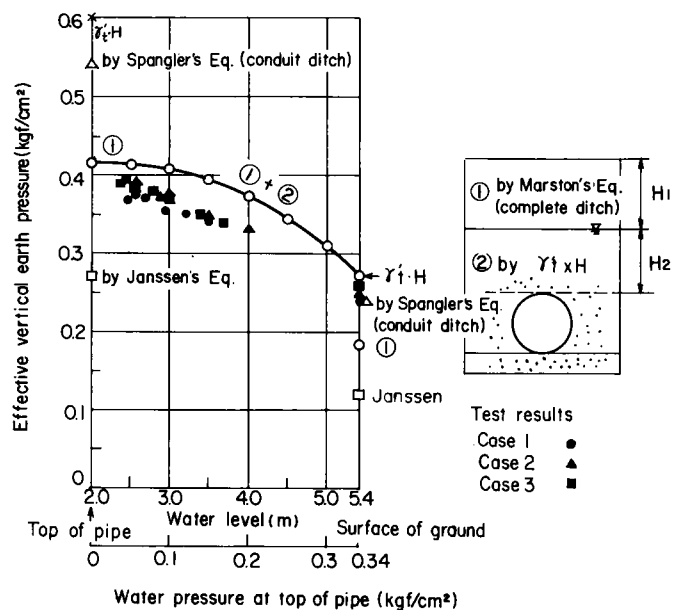


図8-35 水位変動による管頂の鉛直土圧の変化
(ケース1, 2, 3の場合)

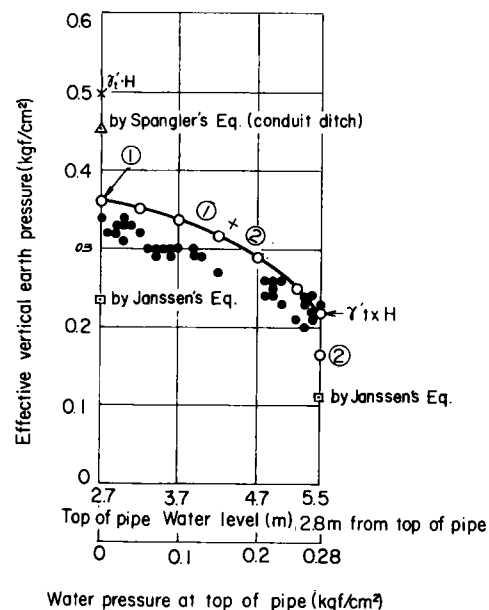


図8-36 水位変動による管頂の鉛直土圧の変化
(ケース4の場合)

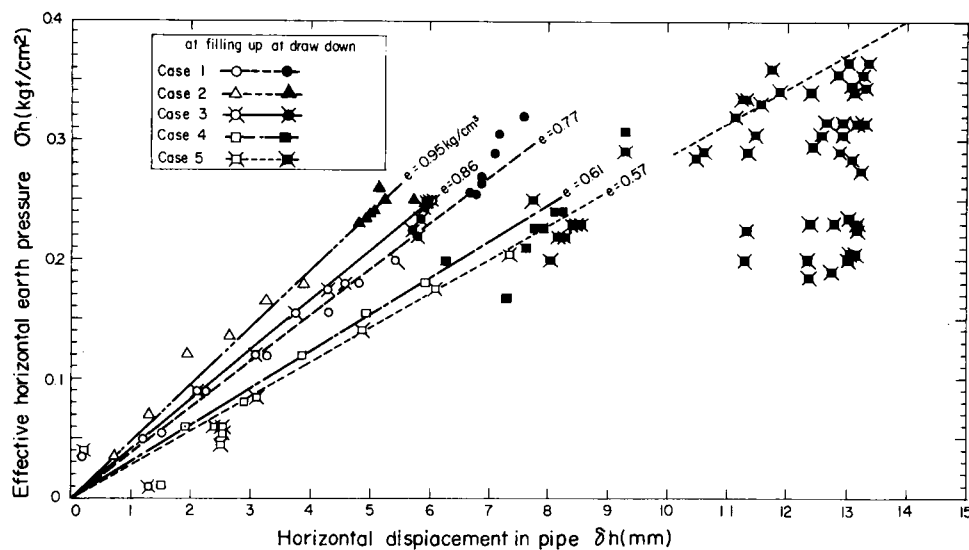


図8-37 側方土圧と管側方たわみ量の関係

の式を適用してそれらを加算した値が実験値と良い一致を示すこと。

- (2) Spangler 式による管体変位の予測値は一般に過大な値を示すが、水位変動時の増加量を考えればほぼ妥当なこと。
- (3) 側方土圧係数は埋戻し時における値とほぼ一致すること。

第6節 ま と め

弾・塑性構成式を導入した有限要素解析手法を用いて、埋設管-地盤系の相互作用解析、すなわち、支持地盤の剛性ならびに支持地盤の沈下性状をパラメータとして実施したケーススタディから、土圧・変形分布に対する考察を行うと共に、Marston-Spangler による設計用土圧算定式との比較について論じた。さらに、大型模型実験結果との比較から提示した解析手法の適用性と潮位変動を模擬した実験結果について述べた。以下に得られた結論を要約する。

- (1) 管の剛性をパラメータとした計算結果によると、剛性管では突出状態に、一方、たわみ性管では溝状態に対応する地盤内変形挙動が示されたが、この結果から鉛直相対すべり面を明確に指摘することはできなかった。一方、管に作用する鉛直土圧の分布をみると、たわみ性管及び剛性管に対しそれぞれ凹形及び凸形が得られ、一様分布とはならない。さらに、側方土圧分布をみると、たわみ性管の場合は放物線形状を示し、その最大値は概ね土かぶり圧と一致した。一方、剛性管の場合深さに応じて若干増加する傾向は見られるが、平均的にみる

と土かぶり圧の4割、すなわち静止土圧程度は期待してもよいことが示された。

- (2) 支持地盤剛性を変えた計算結果からは管底の鉛直土圧分布に差が生じる点を除いて、管の挙動にはほとんど影響を及ぼさないことが示された。
- (3) 支持地盤の沈下性状を変えた計算結果によると、いずれの場合も土かぶりの浅い段階では地表面まで支持地盤の沈下の影響が表われるが、土かぶりが増大するにつれてその影響は逐次減少する。このことは管上における土圧の高さ方向の変化にも表われ、相対変位の方向の違いによる土圧の差は地表面に近づくにつれて徐々に減少する。すなわち、相対変位が生じる深さを等沈下面というはっきりした形で指摘することは困難である。なお、突出状態を想定した解析では、鉛直に近い相対変位面が示されたが、溝状態を想定した解析では管から斜め上方に拡がる形で形成されることが指摘された。さらに、管に作用する鉛直ならびに側方土圧の大きさと分布性状は本節 1) で述べた傾向とほぼ類似した結果が示された。
- (4) 上記した計算結果から、側方土圧係数は管剛性と土かぶり高さに影響され、それらが大きい程大きくなることが示された。
- (5) 大型模型実験により実測された管頂部と管側方部の土圧、管体変位量ならびに管体応力を有限要素解と比較したところその対応は良く、従って提示した解析手法により十分な精度で埋設管の土圧・変形状況をシミュレートできるものと結論づけられる。
- (6) 潮位の変動を模擬した実験結果から、水位以下での鉛直土圧は有効土かぶり圧で、一方、水位以上に関しては Marston の式を適用してそれらを加算した値が実験値と良い一致を示すことが指摘された。なお、水位の上昇・下降の繰返しは管体応力と変位を増加させる傾向にあるが、本研究ではこれを定量的に評価することはできなかった。今後の課題として残された問題である。

第9章 杭のネガティブフリクションに対する 設計手法^{120)~125)}

第1節 概 説

厚く堆積する軟弱地盤上に建設される重要構造物に対しては、杭材の品質向上、長尺の鋼管杭の出現および杭打ち機の発達の結果として、一般には堅固な層を支持地盤とする杭基礎型式を採用することが多い。周知の様に、杭基礎の支持機構は上部構造物から伝達された荷重を、杭周面で上部構造物に対し上向きに作用する摩擦力（正の摩擦力）と杭先端地盤の支持力に期待するものであるが、地盤が地下水の汲み上げや載荷盛土などにより沈下を生じると正の摩擦力が消滅し、下向きの摩擦力（負の摩擦力、ネガティブフリクション：以後 N.F と略称す）が卓越するようになる。

この N.F による被害例はかなり以前から報告¹²⁶⁾されており、土質基礎工学上の大きなテーマの一つでもあった。したがって、これに関する研究も種々な角度から実施され、数多くの成果が上げられている。Terzaghi-Peck¹²⁷⁾によると N.F は、杭周面積と平均せん断強さの積として求められ、また Ahu¹²⁸⁾ は最大軸力が発生する中立点位置を杭と地盤の相対沈下が 0 の点という観点から N.F を検討することを提案している。地盤沈下と杭周面に作用するせん断応力の関係に着目した初期の理論的研究としては、杭周辺地盤内の微少部分の力の平衡状態から出発した針生¹²⁸⁾、Habib¹²⁸⁾ の考え方が上げられる。また、地盤の粘弾性論的な物性を考慮した研究が別所¹²⁹⁾、渡辺ら¹³⁰⁾により行われた。杭と土との間の摩擦特性を導入し、杭近傍の力のつり合いから杭に作用する N.F を求める方法としては、Seed and Reese¹³¹⁾ による力のつり合い式に基づく沢口¹³²⁾の研究が上げられる。伊藤・松井¹³³⁾は杭の沈下により生じる N.F の減少について考察し、杭先端地盤剛性を考慮した杭先端軸力の減少率を提案している。杭の任意点に作用するせん断応力から、Mindlin の弾性解を援用して杭周辺の応力分布を推定し、杭体軸力を算定する手法が Poulous¹³⁴⁾、山肩ら¹³⁵⁾により展開された。一方、数値解析手法の発展に伴ない杭と地盤の相互作用を考慮する方針から、有限要素法を用いた研究が伊藤ら¹³³⁾、木村ら¹³⁶⁾、Walker¹³⁷⁾らにより行なわれた。

以上の研究は、単杭を対象としたものであるが、実際の構造物は群杭として支持されることが多いためそれに関する研究も幾つかみられる。Zeevaert¹³⁸⁾、山肩ら¹³⁹⁾、および江刺ら¹⁴⁰⁾は、等間

隔で無数に打設された群杭に作用する $N \cdot F$ を杭近傍における力のつり合いから深さ方向における鉛直土圧の低減式を誘導し、さらにこれに基づき群杭効果における軸力の低減効果についての考え方を提示した。遠藤¹²⁸⁾は、単杭に作用する最大軸力に着目し、これを杭周辺の土の重量に変換し、等価重量負担半径の考えから群杭の低減率を算定する方法を提案している。また、柴田¹⁴¹⁾らは、杭の換算本数という考えから杭の相対的配置の影響を加味した群杭効果の算定式を求めている。

上記した理論的・解析的研究と併行して、実物大杭を用いた現場実験^{128) 142)~144)}も数多くみられる。これらの現場実験では、主に Bjerrum¹⁴⁵⁾ の提案式と群杭効果及び杭先端地盤の硬軟による中立点位置の変動について考察が加えられ、その結果は現行設計指針の中に取り入れられている状況にある。

以上に示したような理論面及び現場実測に基づく既往の研究により、 $N \cdot F$ の特性がかなり明らかにされてきたと言えるが、 $N \cdot F$ の発生機構と関連する杭周面でのせん断特性の把握、それに基づく群杭効果の評価法など基本的な問題も残されているように思われる。また、大型送電鉄塔などのように、基礎の微小な変形が上部構造物に与える影響が大きい場合、杭基礎の変形に対する精度の高い予測手法の確立も重要な課題であろう。本研究は、これらの点に着目して、大型模型実験、現場実験およびそれらを対象とした数値解析を実施し、 $N \cdot F$ の基本的特性と杭基礎変形に関する予測手法および計算値と実測値との比較について述べたものである。

第2節は、杭と地盤間で発揮されるせん断応力に関する基本的特性を把握する目的で実施した模型実験とその結果について述べたものである。実験は、粘性土および砂を用いて行われており単杭および群杭に作用する $N \cdot F$ を有効応力の立場から論じる。

第3節は、模型実験で明らかにされた $N \cdot F$ の基本特性を確認する目的で実施された実物大杭を用いた現場実測とその結果について述べたものである。杭の $N \cdot F$ に関する実測結果は数多いが、本節で述べる計測には有効応力の観点から $N \cdot F$ を議論するために、間げき水圧および地盤内有効側方土圧の測定が含まれている。

第4節では、第2節で示された群杭の $N \cdot F$ 特性、特に周辺地盤の沈下に伴う有効鉛直土圧の減少が群杭効果の主要因であるとの観点から誘導された軸力低減率に関する簡便な算定法について述べる。

$N \cdot F$ により生じる杭の沈下挙動に着目して実施した有限要素解析とその結果について述べたのが第5節である。この解析手法には、Roscoeらにより提案された粘性土の構成式と第2章で述べた砂の構成式および杭～地盤間のすべり現象を表現しうる境界要素が導入されている。

第2節 模型実験による杭周面せん断特性

2-1 模型実験による杭周面せん断特性

使用した試料は、表9-1(a), (b)および図9-1に示す物理諸量を有する粘性土と川砂である。これらの強度-変形特性を三軸圧縮試験機により調べた。粘性土に関しては、液性限界程度の含水比でよく練り返した後、小型圧密土槽（高さ48cm，直径89cm）へ搬入し、0.5 kgf/cm²の圧密圧力の下で一週間圧密したものを切り出して供試体とした。砂質土に関しては、相対密度を3通りに変えて試験を実施した。三軸圧縮試験（CU：粘性土，D：砂）による有効内部摩擦角（ ϕ' ）及び等方圧縮試験により得られた圧縮指数（ λ ）および膨潤指数（ κ ）の値を表9-2に示す。

表9-1(a) 粘性土の物理諸量

液性限界 W_L (%)	46.2
塑性限界 W_P (%)	32.3
塑性指数 I_P	13.9
土粒子比重 G_s	2.67

表9-1(b) 砂の物理諸量

土粒子比重 G_s	2.70
最大間ゲキ比 e_{max}	0.991
最小間ゲキ比 e_{min}	0.688
均等係数 U	2.44
有効径 D_{10} (mm)	0.18

図9-2に用いた実験装置の概略を示す。土槽は高さ1m，内径2m，厚さ6mmの鋼製板で作成されており，土槽側面には図に示す8ヶ所に直径3cmの排水用ポーラスストーンが設けられている。土槽底部には，杭と杭体軸力測定用ロードセル（容量：1 ton）を連結するための円孔（直径12cm）が13ヶ所設けられており，単杭および群杭の場合にも適用できるようにになっている。土槽上部には鋼製のフタが取り付けられるが，その頂部には空気抜きコック，加圧装置と結合するコックおよび加圧用のゴム袋が備えつけられている。鋼製フタの内側は，ゴム袋

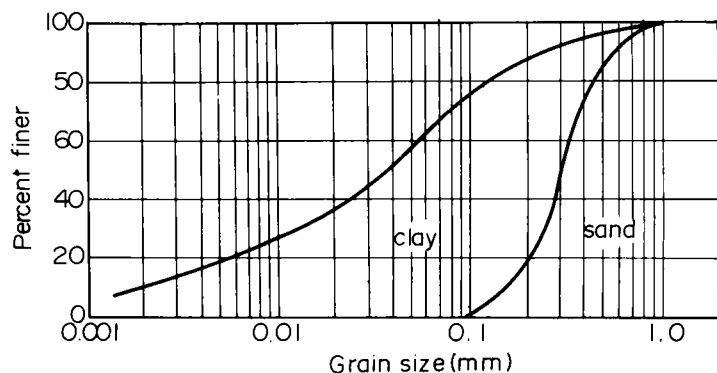


図9-1 試料の粒径加積曲線

表9-2 試料の力学定数

		ϕ' (°)	λ	κ
砂	粘性土	36.9	0.147	0.044
	$Dr=31\%$	38.4	0.0098	0.0010
	59%	40.8	0.062	0.0013
	90%	49.4	0.0058	0.0028

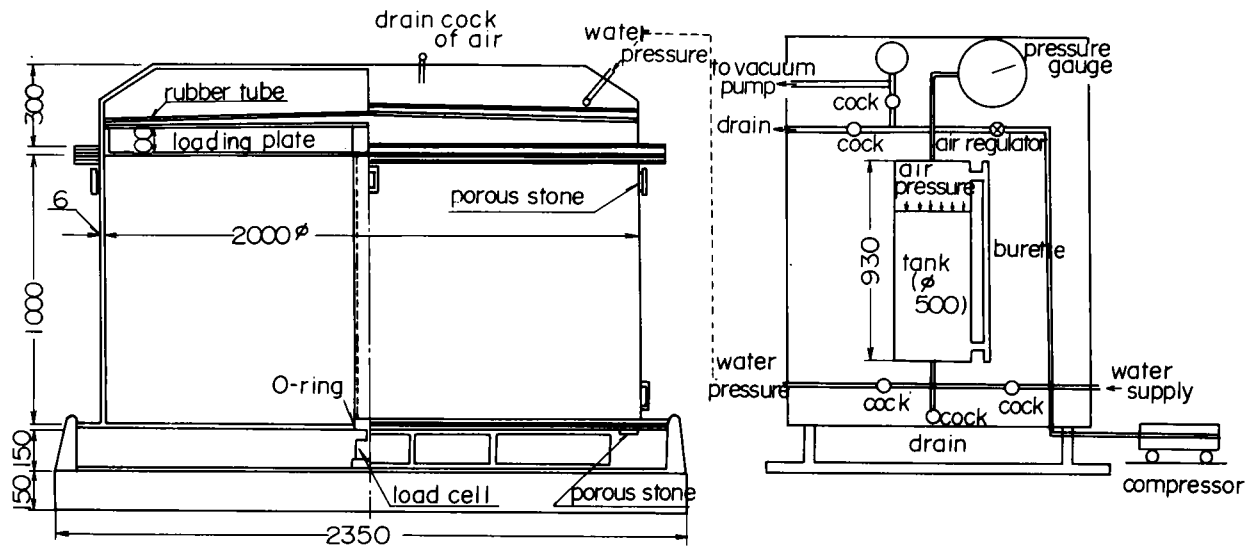


図 9 - 2 大型土槽と載荷装置

内の空気を排除しやすくするために円錐形状となっている。加圧はコンプレッサーから送られた空気圧をレギュレータにより所定の圧力に調整し、圧力タンク内で水圧に変換しゴム袋を介して行なう。圧力タンクの側面には、ビューレットが取り付けられており土槽内の地盤沈下量が測定できるようになっている。なお、ゴム袋内の空気や水を排除するために、真空ポンプへ連結できる経路を有しており、載荷前にはゴム袋内をほぼ真空状態にすることができる。これは加圧による沈下量測定をより確かなものに行なうために行なうものである。

使用した杭は、長さ 80 cm (粘性土)、1 m (砂質土)、外径 10.15 cm、肉厚 4.1 mm の鋼杭である。単杭の実験では、杭表面が黒皮のままの杭、一方群杭は 5 本 1 組で実験を行ったが、その内の 1 本はピッチ 1.5 mm、ねじ山の高さ 1 mm のねじを切った杭を用いて杭表面の影響をみることにした。

実験方法について以下に述べる。粘性土の場合、まず杭を所定の位置に設置し、土槽下部に 5 cm の砂を敷く。その後、粘性土を液性限界程度の含水比でよく練り返し土槽内へ搬入する。杭に接する粘性土層の高さは 75 cm である。粘性土層上部には 20 cm の砂層を敷き、さらに 10 cm 厚の載荷板 (木製) を設置して、上部からの荷重が均等に伝達されることを期待した。杭の設置位置は、単杭の場合は土槽の中央部であり、群杭の場合は土槽中央部に中心杭を設置し、その周辺に 4 本の杭を杭間隔が 2.5 D および 4.0 D (D : 杭径) となるように配置した。粘性土層には、間げき水圧計 (容量 : 2.0 kgf/cm²) および土圧計 (鉛直方向, 容量 : 2.0 kgf/cm²) を杭近傍、土槽側壁付近の粘性土槽の中央部および最深部にそれぞれ埋設した。計器類および杭配置の一例を図 9 - 3 に示す。図に示すように杭頭部および杭下端部においては、杭径よりやや大きい径の鋼管を設置し、周辺砂層による摩擦力が伝達されないようにしている。

圧密圧力は原則として 0.6 kgf/cm^2 と 1.67 kgf/cm^2 の 2 段階に分けて作用させた。

砂質土の場合は、土槽最下部に 5 cm 厚の砂層を敷き、その上に 25 cm 厚の粘性土層を作成し、さらに乾燥砂を粘性土層上部から 70 cm の高さまで充填した。その概要および埋設計器配置の一例を図 9-4 に示す。砂層下部に粘性土層を設けたのは、砂層の沈下を十分に生じさせることと、

砂層の沈下により $N.F$ が生じるのは砂層下部に圧密層が存在する場合にみられることを想定したものである。実験は単杭と群杭を対象とし、群杭の場合は 5 本 1 組、杭間隔は $2.5 D$ で行なった。砂充填後、砂層を飽和させるために砂層表面に放水し、飽和させた後に実験を開始した。圧密圧力は、 $0.48, 0.6, 1.19$

および 1.67 kgf/cm^2 の 4 段階に分けて負荷している。現場密度試験によると、砂層の間げき比 (e) は $0.87 \sim 0.90$ の範囲であった。

2-2 実験結果

粘性土における単杭の場合の杭先端軸力、沈下量および間げき水圧の経時変化を図 9-5 に、一方砂における場合の杭先端軸力と沈下量の経時変化を図 9-6 に示した。粘性土の場合、軸力の増加は各ステップとも 20 日程度ではほぼ収束状態に到達しており、それぞれ 200 kgf お

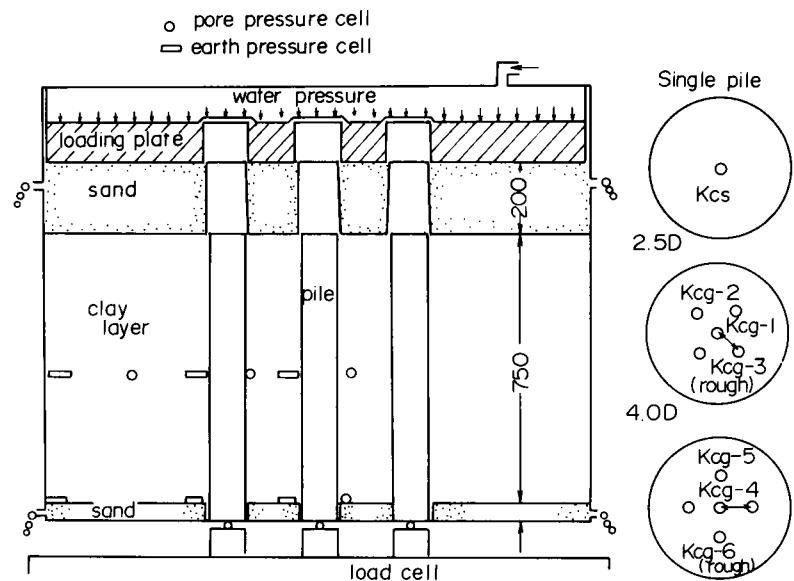


図 9-3 杭及び埋設計器の配置例（粘性土）

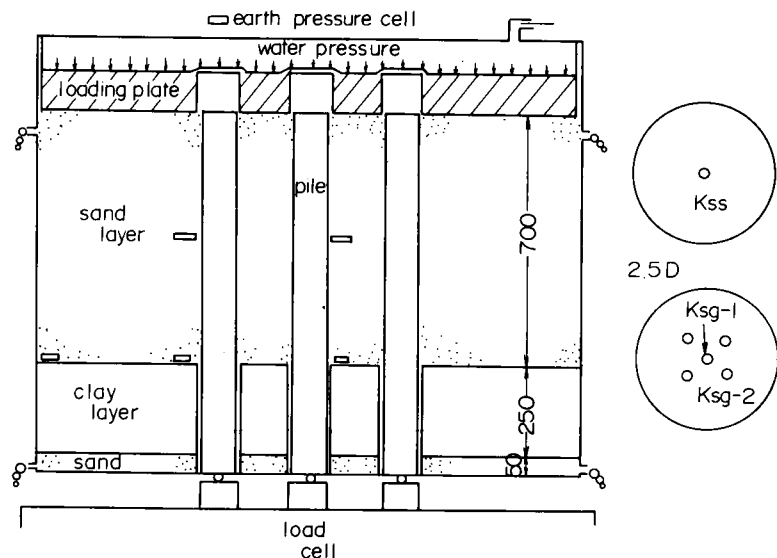


図 9-4 杭及び埋設計器の配置例（砂）

よび 650 kgf の最大軸力が測定された。この最大軸力が発揮される時期は、間げき水圧の変化が収束する時期とほぼ一致している。なお、載荷直後における間げき水圧は載荷圧力とほぼ一致しており、粘性土地盤は飽和状態にあるものとみてよい。砂の場合、最大軸力に到達する時間は、高々 10 分程度であり、載荷に要した時間を考慮すれば、載荷終了とほぼ同時期に最大軸力が発揮されるものとみてよい。各ステップにおける最大軸力はそれぞれ $295, 400, 620$, および 900 kgf であった。

図 9-7 および図 9-8 には、粘性土および砂における群杭の実験結果の一例を示す。表 9-3 には、群杭の実験で得られた最大載荷圧力に対する各杭の最大軸力と単杭の最大軸力との割合を示した。粘性土の場合、杭間隔が $2.5 D$ では中心杭、周辺杭ともに単杭の場合より小さな最大軸力が示されているが、 $4 D$ になると周辺杭での最大軸力は単杭の場合とほぼ一致している。また、杭表面粗度の影響も明らかに示されている。

群杭による軸力低減効果の顕

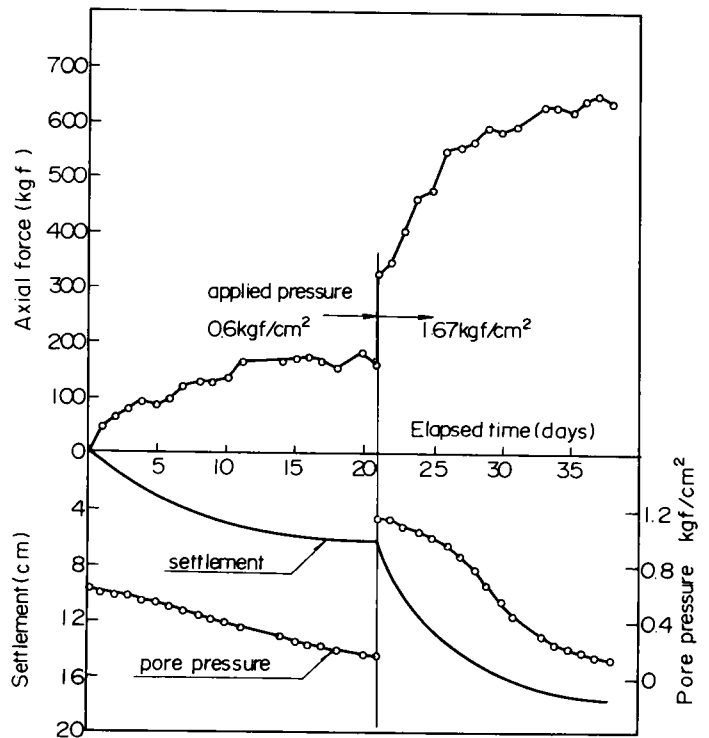


図 9-5 単杭における軸力、沈下量及び間げき水圧の経時変化（粘性土）

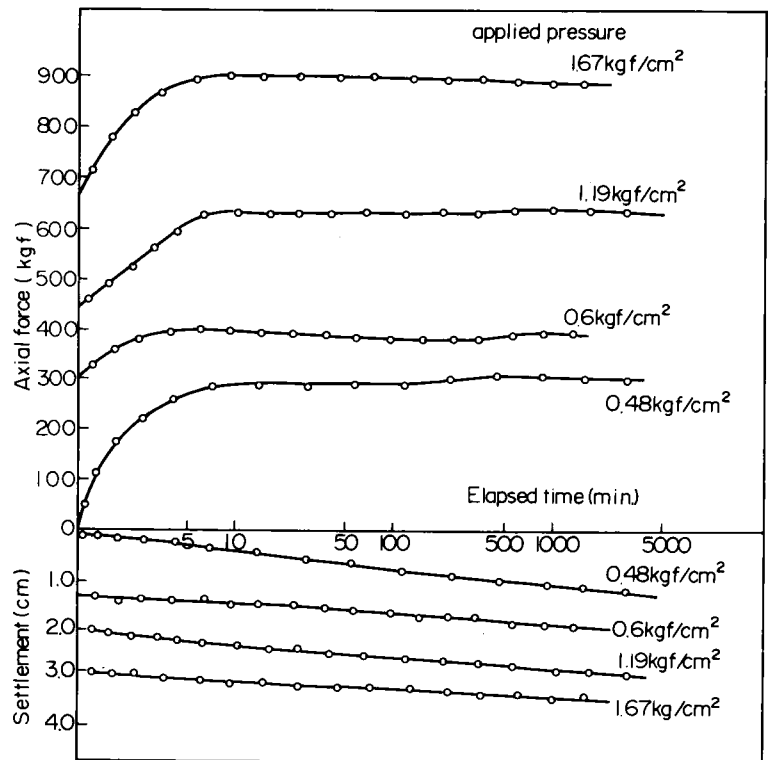


図 9-6 単杭における軸力及び沈下量の経時変化（砂）

著な、各中心杭における粘土層および砂層最下部での土圧の経時変化を示したのが図9-9および図9-10である。単杭の場合においても載荷圧 (1.67 kgf/cm^2) に対し、粘性土では27.5%, 砂では41.9%程度の土圧低減がみられるが、杭間隔が密になればその傾向は助長され、粘性土においては2.5Dの場合載荷圧 (1.67 kgf/cm^2) の45.5%, 4.0Dの場合は39.0%, および砂においては59.3%程度の土圧低減がみられた。なお、土槽側壁付近で実測された土圧は、いずれの実験でも載荷圧の5%程度の減少がみられたが、杭周辺での減少割合に比べて大きな値ではないものと考えられる。

2-3 単杭における杭周面せん断特性

上記した杭体発生軸力と沈下量のデータから、粘性土の場合を取り上げ杭全体にわたり平均的に作用しているであろうせん断応力 ($\bar{\tau}$) を求め、有効鉛直土圧 ($\bar{\sigma}_v'$) との関連について整理してみる。 $\bar{\tau}$ は、測定軸力を初期の杭長から沈下量を差し引いて計算した杭周面積で除して求める。一方、杭全体に平均して作用しているであろう有効鉛直土圧 ($\bar{\sigma}_v'$) は、実測鉛直土圧の深さ方向の分布

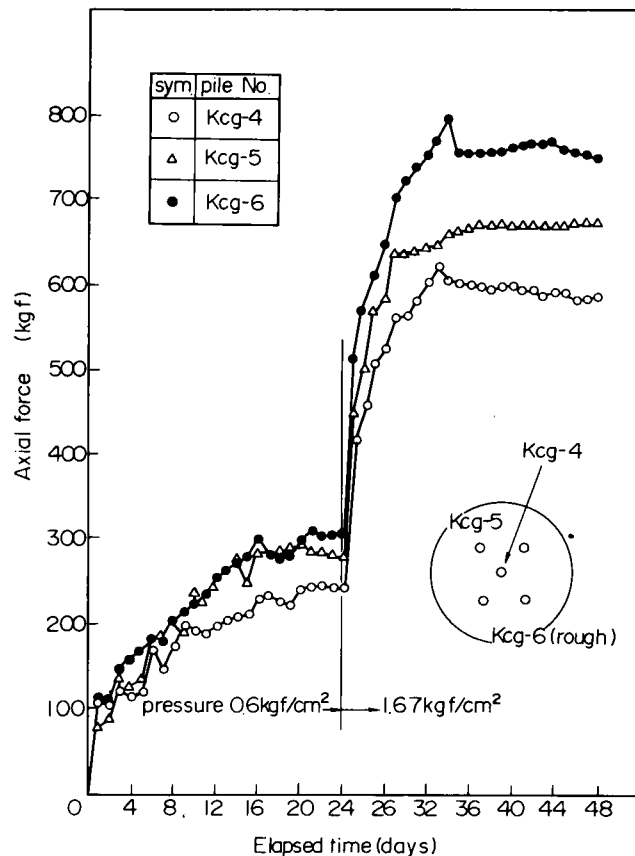


図9-7 群杭における軸力の経時変化 (粘性土: 4.0D)

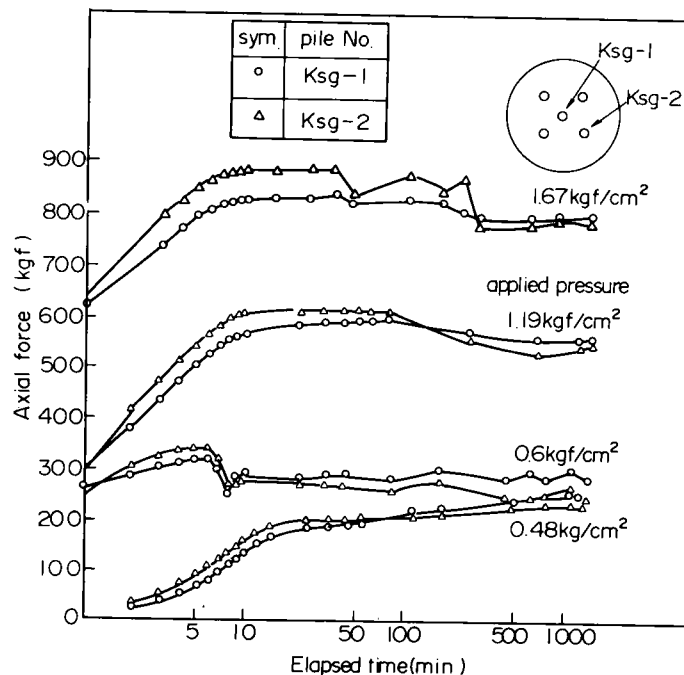


図9-8 群杭における軸力の経時変化 (砂: 2.5D)

表 9-3 群杭と単杭の最大軸力比

土の種類	杭間隔	杭の位置	最大軸力比(%)
粘性土	2.5 D	中心杭	75.4
		周辺杭	90.3
		周辺杭 (表面;粗)	94.9
	4.0 D	中心杭	95.1
		周辺杭	103.1
		周辺杭 (表面;粗)	117.4
砂	2.5 D	中心杭	93.3
		周辺杭	98.9

を考慮して平均化した値から間げき水圧を差し引くことにより求めている。なお、間げき水圧はその分布を第1近似として実測間げき水圧を通る放物線で表示し、深さ方向の平均値を求めている。

以上のようにして求めた $\bar{\sigma}$ と $\bar{\sigma}'_v$ をプロットしたのが図9-11である。圧密の進行により $\bar{\sigma}'_v$ が増加すると、それに伴ない $\bar{\sigma}$ が増大し、あるせん断応力以上になると $\bar{\sigma}/\bar{\sigma}'_v$ がほぼ一定の割合で $\bar{\sigma}$ が増加する様子が伺える。図中には、土の静止土圧係数(K_0)と $\tan \phi'$ を乗じた値を勾配として有する直線を示しておいた。ここに K_0 はJakyの提案式($=1 - \sin \phi'$)に基づいている。実験で示された $\bar{\sigma}/\bar{\sigma}'_v$ の値は、この値より低くほぼ70%程度であることが示されている。図に示したせ

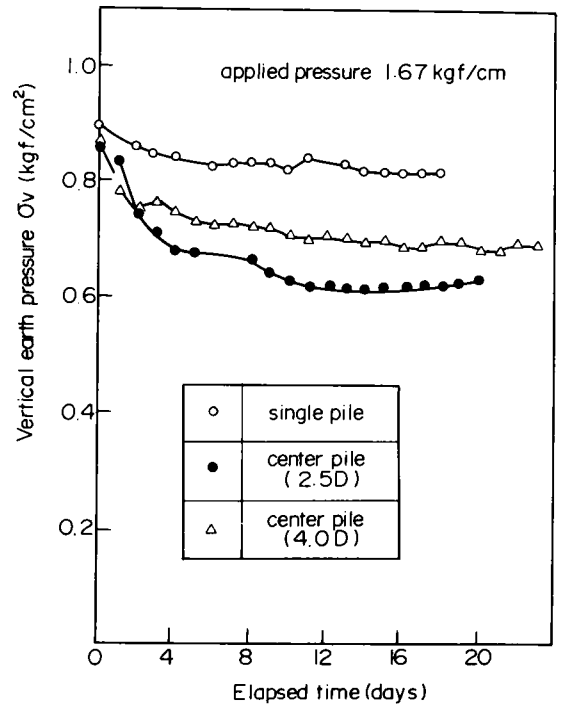


図9-9 単杭及び群杭(中心杭)周辺部における鉛直土圧の経時変化

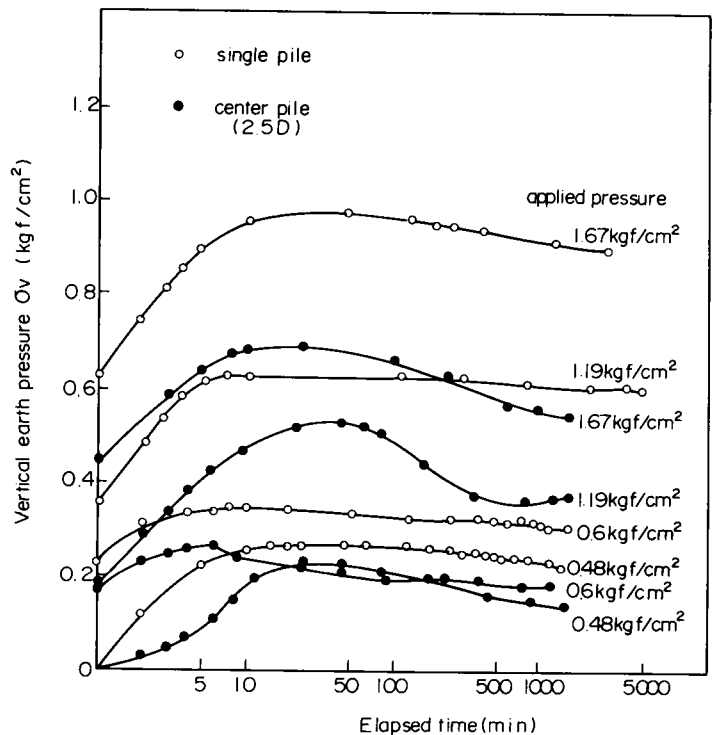


図9-10 単杭及び群杭(中心杭)周辺部における鉛直土圧の経時変化

ん断特性は、 K_0 の値を固定して考えると $\tan \phi'$ の低下、すなわち杭周面部で発揮される摩擦角が土自体のそれより小さいことによるものとして説明される。しかし、杭周辺部で生じている現象は、主応力軸の回転などにみられるように複雑であり、 ϕ' の低下だけでは議論できない点もみられる。

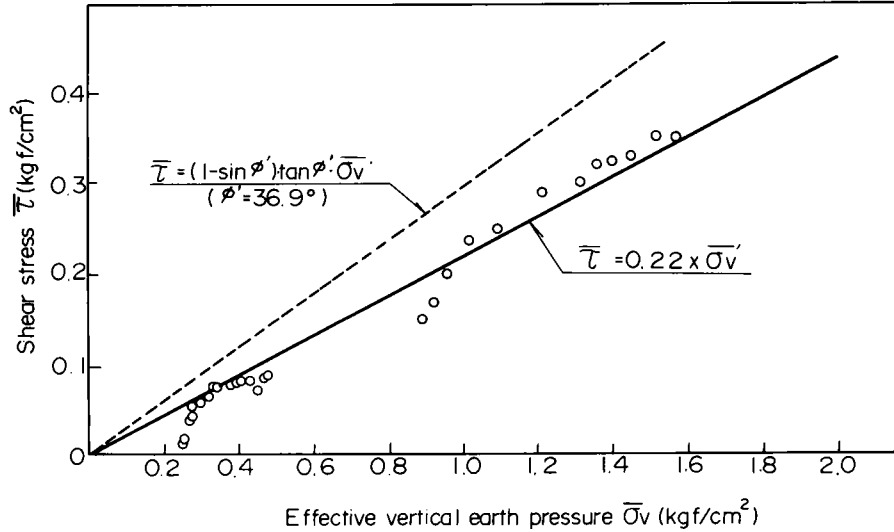


図9-11 杭に作用するせん断応力と有効鉛直土圧の関係（単杭）

今、杭にせん断応力が作用していない状態から圧密沈下が始まり、杭に $N \cdot F$ が作用していく場合を考えよう。沈下が生じると杭周辺の主応力は徐々に回転していき、一般に鉛直方向の有効応力 (σ'_v) と最大有効主応力 (σ'_1)、および水平方向の有効応力 (σ'_h) と最小有効主応力 (σ'_3) の方向は一致しない。すなわち、この状態で σ'_h と直交する方向にせん断応力 (τ) が杭に作用することになる。この時、最大主応力面と有効鉛直応力 (σ'_v) との間の角度を α' （反時計回りを正）で表わす。地盤と杭の相対沈下がある値以上になると、充分にせん断抵抗力が発揮されるが、この時 α' はモール・クーロンの規準に従えば、 $\alpha' = 45^\circ - \phi'/2$ で表わされるので、 σ'_v 、 σ'_h 、 τ は有効最大および最小主応力 (σ'_1 、 σ'_3) を用いて次式で表わされる。

$$\sigma'_v = \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_3) + \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3) \cdot \sin \phi' \quad (9-1)$$

$$\sigma'_h = \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_3) - \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3) \cdot \sin \phi' \quad (9-2)$$

$$\tau = \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3) \cdot \cos \phi' \quad (9-3)$$

一方、 σ'_1 と σ'_3 との間には、 $\sigma'_3 = \sigma'_1 \cdot N_\phi^{-1}$ ($N_\phi = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$) の関係があるので、これと上式とから次式を得る。

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{1 - \sin^2 \phi'}{1 + \sin^2 \phi'} \cdot \sigma'_v \cdot \tan \phi' \\ &= K \cdot \sigma'_v \cdot \tan \phi' \end{aligned} \quad (9-4)$$

ここに、

$$K = \frac{1 - \sin^2 \phi'}{1 + \sin^2 \phi'} \quad (9-5)$$

すなわち、 σ'_h は K で表わされる係数に σ'_v を乗じた値で表わされることになる。

図 9-12 は、式 (9-5) および地盤の静止土圧係数に関する半経験式、すなわち Jaky の式および Brooker-Ireland¹⁴⁶⁾ の式 ($K_o = 0.95 - \sin \phi'$) から求められる K_o 値と有効内部摩擦角 (ϕ') の関係を示したものである。これから、式 (9-5) による K_o が最も大きく、Brooker-Ireland 式が最も低い値を与えることがわかる。また、この傾向は ϕ' が小さいほど顕著である。他方、 K_o 値に $\tan \phi'$ を乗じた値を ϕ' との関係で示すと図 9-13 を得る。図によれば ϕ' が小さいほど上 3 式で得られる値の差は小さくなる傾向にある。一般に、杭と地盤との間で発揮される摩擦角 (δ) は土自体のそれより低いことが知られているので、 K 値の算定

式はいずれを用いても有意の差はないと言えよう。ただし、N.F. に関しては式 (9-5) は安全側の値を与えると言える。なお、図 9-13 中には粘性土に関する単杭と群杭の実験から求められる K 値を示した。実測値はある幅をもつが、図によると δ はほぼ $15^\circ \sim 20^\circ$ の範囲にあり、この値は粘性土自体の ϕ' のほぼ 40% から 55% 程度であることが示されている。

2-4 群杭における杭周面せん断特性

群杭の場合の杭周面に作用するせん断特性を評価するために、単杭の場合と同様な整理を試みたのが図 9-14 および図 9-15 である。ただし、軸力が変化する過程は無視し、最大軸力発生時点のみに着目している。図中、白抜きの記号で表示したのは載荷圧力と $\bar{\tau}$ の関係であ

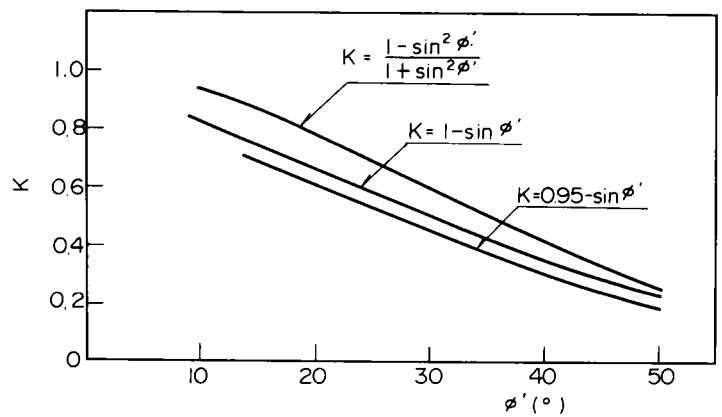


図 9-12 有効内部摩擦角 (ϕ') と土圧係数 (K) の関係

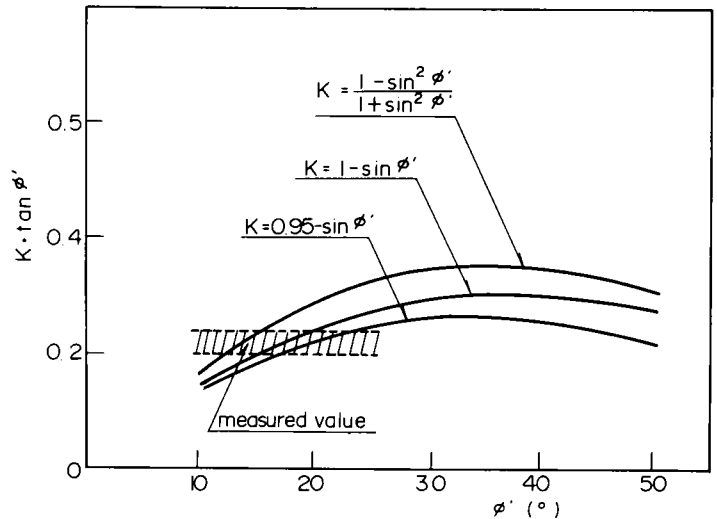


図 9-13 有効内部摩擦角 (ϕ') と $K \tan \phi'$ の関係

り、黒塗りの記号で示したのは実測有効鉛直土圧分布から $\bar{\sigma}'_v$ を求め、それに対して $\bar{\tau}$ をプロットしたものである。すなわち、載荷圧力と $\bar{\sigma}'_v$ との差が深度方向の平均的な有効鉛直土圧減少分を与える。実測値による $\bar{\sigma}'_v$ と $\bar{\tau}$ との関係を見ると、ややバラツキはみられるが、その勾配は単杭、群杭を問わずほぼ等しく、粘性土の場合0.2～0.24、砂質土の場合0.3が得られた。これは、杭周面で発揮されるせん断応力は有効応力表示によるせん断応力評価式： $\tau = \alpha \cdot \sigma'_v$ （ $\alpha = K \tan \phi'$ に相当）により単杭および群杭に対して算定しうることを立証している。したがって、群杭効果の大きな要因の一

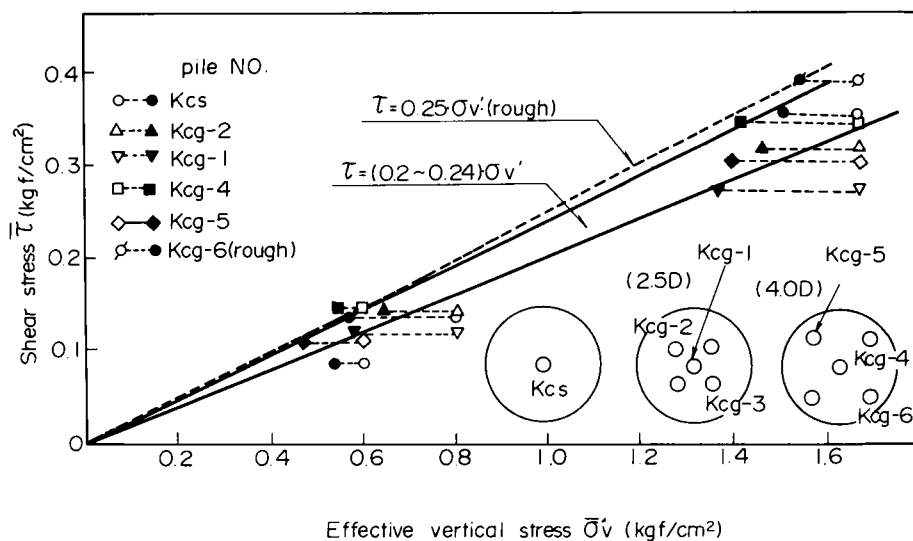


図9-14 杭に作用するせん断応力と有効鉛直土圧の関係（粘性土）

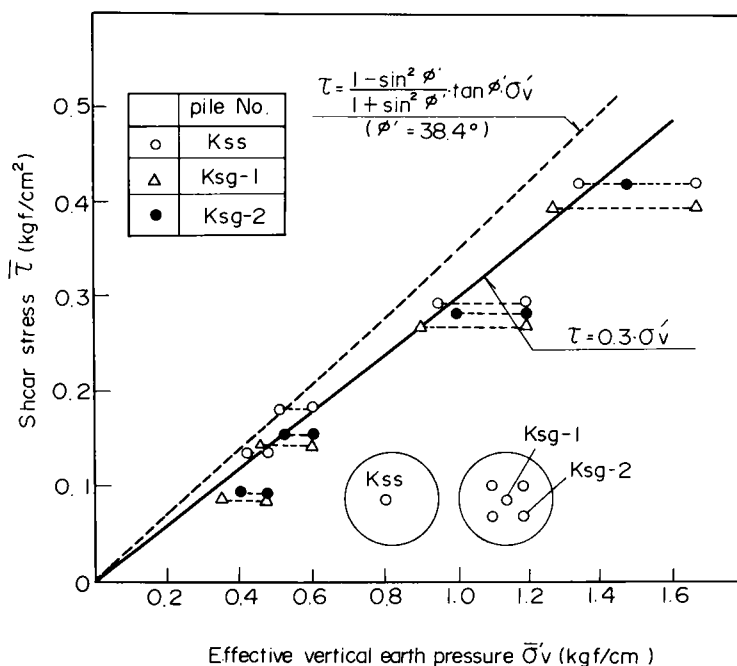


図9-15 杭に作用するせん断応力と有効鉛直土圧の関係（砂）

つとして杭周辺部での有効鉛直土圧の低減効果がせん断応力の減少をもたらすものと考えることができよう。なお、図9-15中には式(9-5)で表示される直線も示しておいた。式(9-5)は杭表面近傍で成立するものであり、式中の σ'_v は実験で得られたそれとは幾分異なることが予想されるが、後述する有限要素解析結果の図9-32に示される通り、その差は

ほぼ無視しうるものと判断できる。そこで、 σ'_v として実測結果を用いて式(9-5)により δ を求めると 22° が得られる。この値は砂の ϕ' のほぼ57%に相当する。また、図9-14中には杭表面粗度の高い杭における $\bar{\tau} \sim \bar{\sigma}'_v$ 関係もプロットしてある。これより、粗度の影響がみられ、 α として0.25が得られている。

第3節 現場実測によるN.F特性

3-1 現場実験の概要

載荷盛土による実物大杭のN・Fに関する現場実験が昭和52年9月から約1ケ年にわたり実施された。実験実施地点は埼玉県戸田市内に位置する変電所建設予定地点である。実験箇所では杭打設に先きがけて原位置試験(標準貫入試験、孔内加圧試験)および各地層での試料採取が行なわれた。詳細な室内試験(圧密試験、一軸および三軸圧縮(CUおよびD試験))も実施され、地盤を構成する土質材料の強度-変形特性が調べられた。地盤の概要とともに、室内試験の結果を図9-16に示しておく。なお、実験実施地点での自然地盤沈下は、市全域にわたる地下水汲み上げの規制により昭和50年以降、ほぼ停止している状況にある。

実験に使用した杭は、 $D=609.6\text{ mm}$ 、 $t=9.5\text{ mm}$ の鋼管杭であり、杭先端は閉端とした。これを盛土直下に2本(支持杭：NF1(GL-33.5m)、摩擦杭：NF2(GL-25.0m))打設し、支持地盤の硬軟がN・Fに及ぼす影響を把握することとした。杭打設に先きが

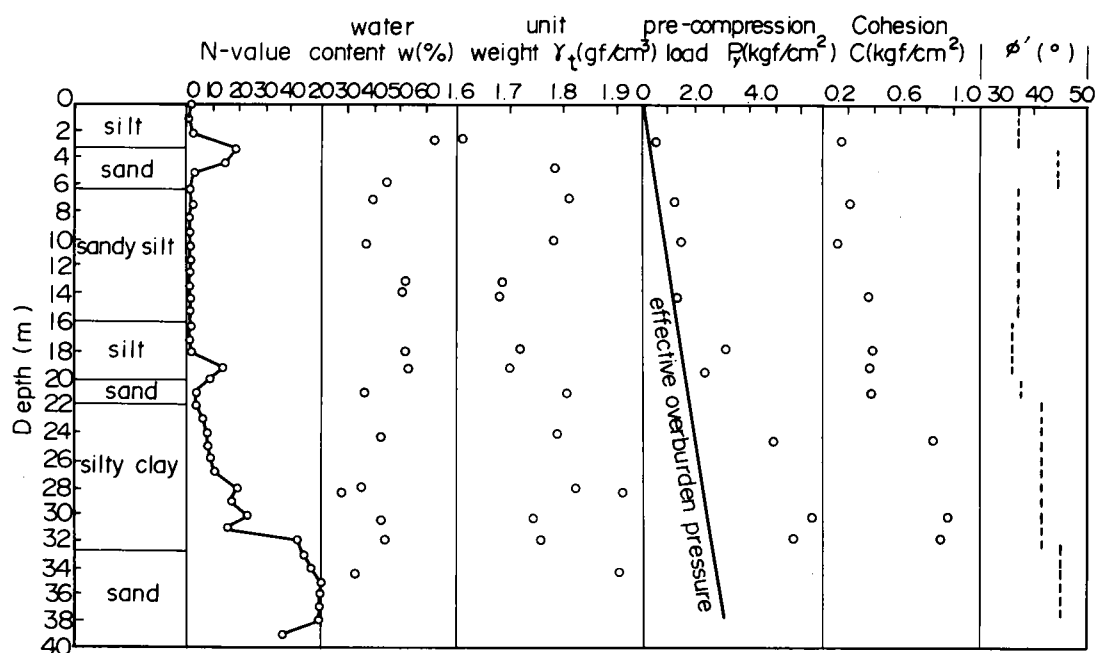


図9-16 現場実測地点の地盤概要及び物理・力学定数の深度分布

けて耐衝撃型のひずみゲージをNF1に20点およびNF2に16点取り付けられている。地盤中に埋設した計器は、層別沈下計(2重管式、盛土中央部および法尻部にそれぞれ5点)、間げき水圧計(5点)、側方土圧計(5点)であり、地表面には沈下計(15点)が配置されている。今回の現場実測の特徴の一つは、地盤内側方応力を測定項目の中に取り入れた点である。これは、本章2-3でも述べたように側方応力が杭周面せん断特性に直接関与していること、および側方土圧は圧密や振動履歴に依存し、地盤の強度-変形特性に大きな影響を及ぼすこと、し

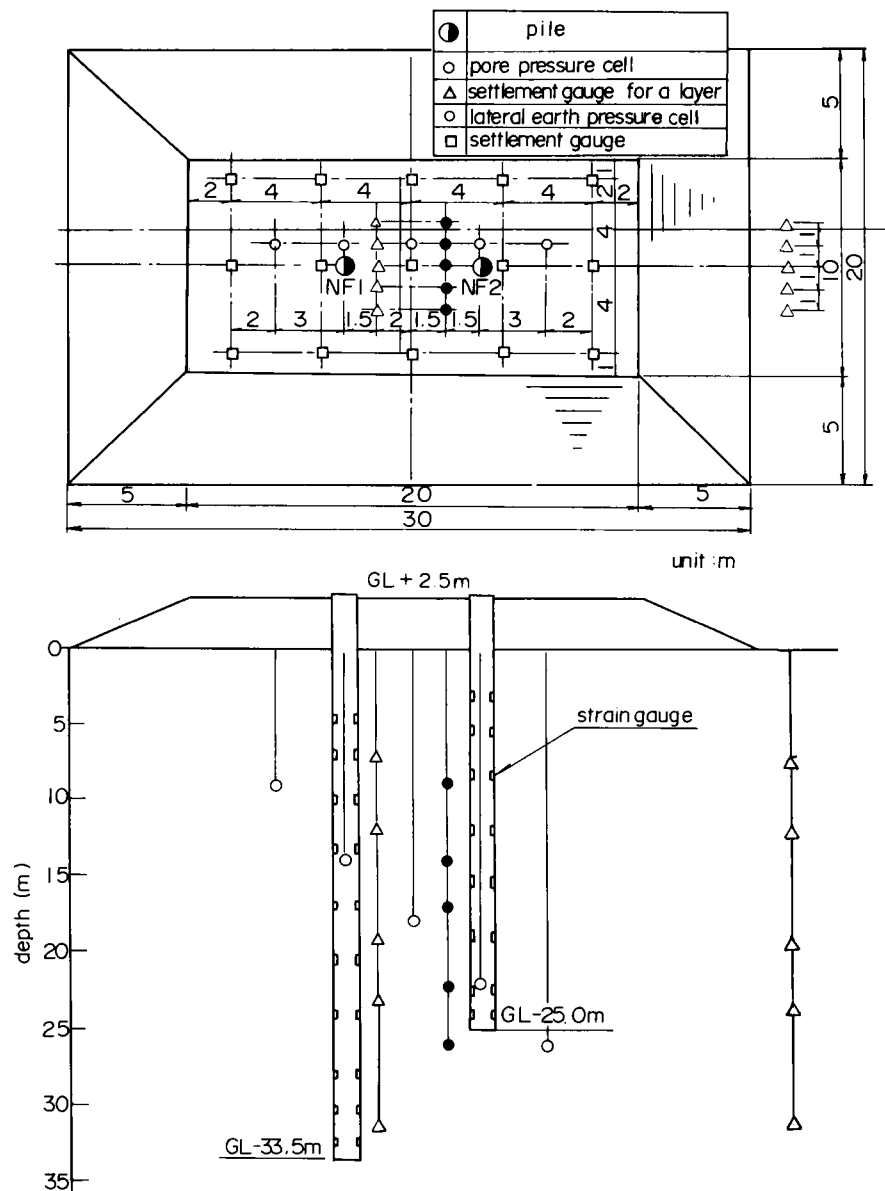


図9-17 杭，各種埋設計器の配置及び盛土の形状

たがって杭-地盤系の変形解析を行なう際の初期条件として重要な役割を果たすことなどを勘案したことによる。

載荷盛土は、図9-17に示したように、幅30m、奥行き20m、高さ2.5mである。現場密度試験から盛土材料の単位体積重量として 1.98 tf/cm^3 が得られている。実験は、まず50cmの盛土を行なった後、杭の打設および各種埋設計器の設置を行ない、その後145日経過した昭和53年3月25日から約20日間にわたり2mの盛土を行なう手順で行われた。

3-2 実験結果

図9-18は、経過日数をパラメータにして実測間げき水圧の深度分布を示したものである。図中、破線は静水圧分布を示す。2 m 載荷盛土前の間げき水圧分布をみると、GL-17 m 付近まではほぼ静水圧に近い値を示すが、それ以深では急激な低下を示している。しかし、実験中の地下水汲み上げによる地盤沈下はほとんど生じていないことを考え合わせると、図で示す間げき水圧分布は載荷盛土前においてほぼ平衡状態に達しているものと考えられる。図9-19は、計器埋設後110日目の側方土圧の深度分布を示したものである。図中には全側方土圧とともに有効側方土圧、間げき水圧、有効鉛直土圧および孔内加圧試験により得られた有効側方土圧も併せて表示してある。この図に基づいて求めた静止土圧係数(K_0)の深度分布を示したのが図9-20である。図中には参考のために¹⁴⁷⁾Alpan が室内試験に基づき提案した K_0 も併記してある。図によると、GL-7 m での側方土圧計による値を除外すれば、Alpan 式による値と実測値との間にはきわめて良い対応がみられることが示されている。

図9-21には、盛土底盤部で測定された地盤沈下量の経時変化を示す。なお、沈下計は2 m の盛土中に設けられ、盛土が完了する11日前から測定が開始され

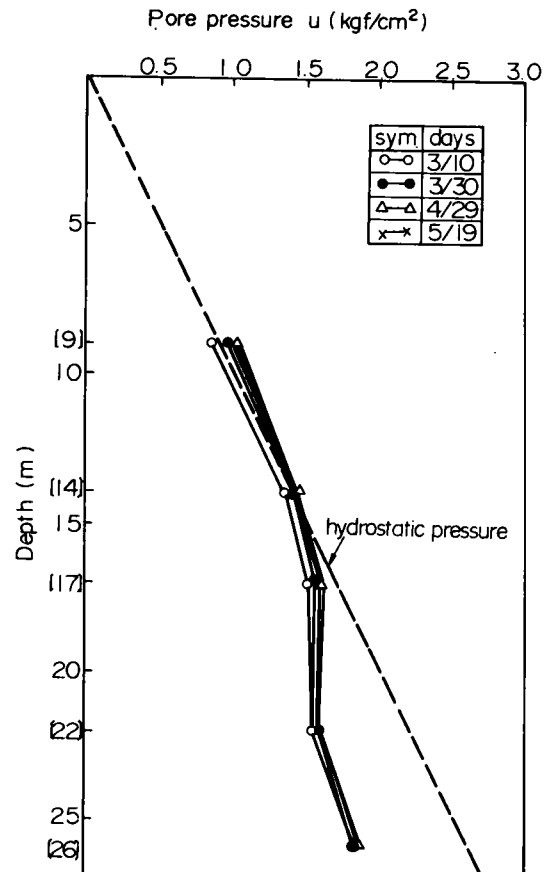


図9-18 間げき水圧の深度分布とその経時変化

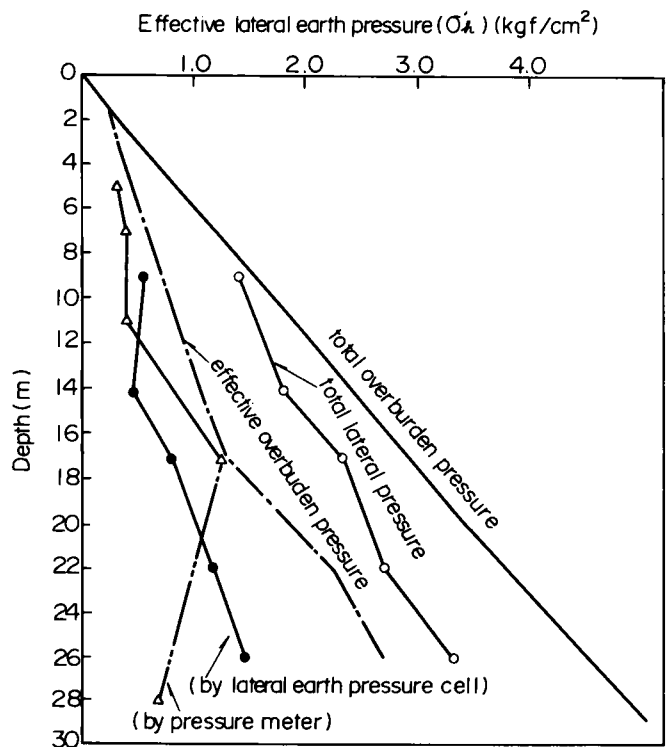


図9-19 側方土圧の深度分布

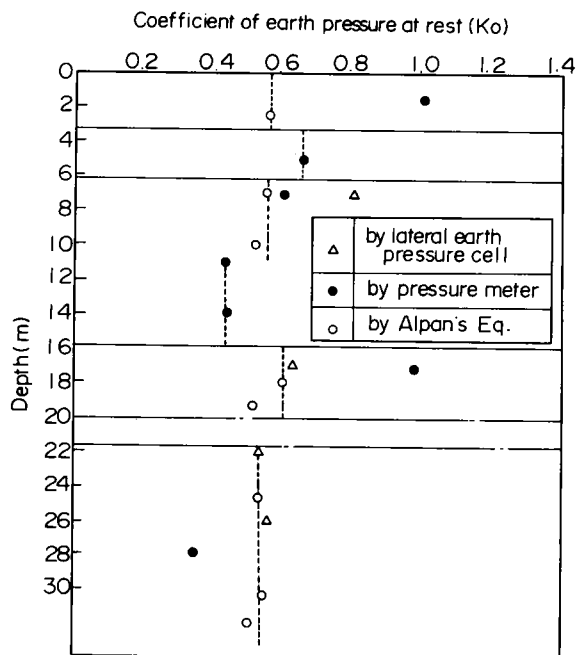


図9-20 静止土圧係数 (K_0) の深度分布

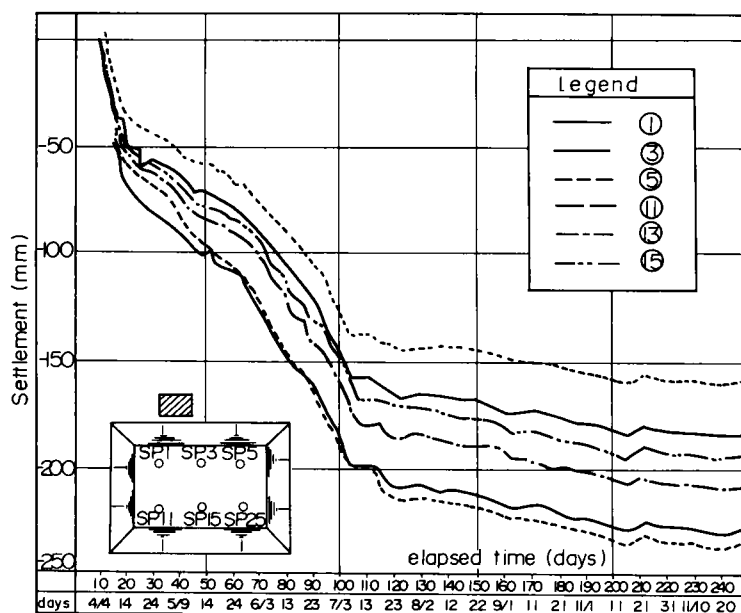


図9-21 地表面（盛土底面）沈下量の経時変化

ている。沈下は昭和53年9月付近でほぼ収束状態にあり、その時の沈下量は最大で23.5 cm, 最小で16.0 cmであった。地盤中の各深度における層別沈下の深度分布を示したのが図9-22である。GL-17mを境に沈下量の大きさとその増加傾向が急変しているが、これはこの付近から比較的硬質な地盤が存在していることと一致している。

以上の地盤内応力・沈下性状の下で得られた杭体軸力の深度分布とその経時変化を示したのが、図9-23および図9-24である。軸力は、同一深度における2枚のひずみゲージにより測定された値の平均値をとってプロットしたものである。軸力の増加がほぼ収束したとみな

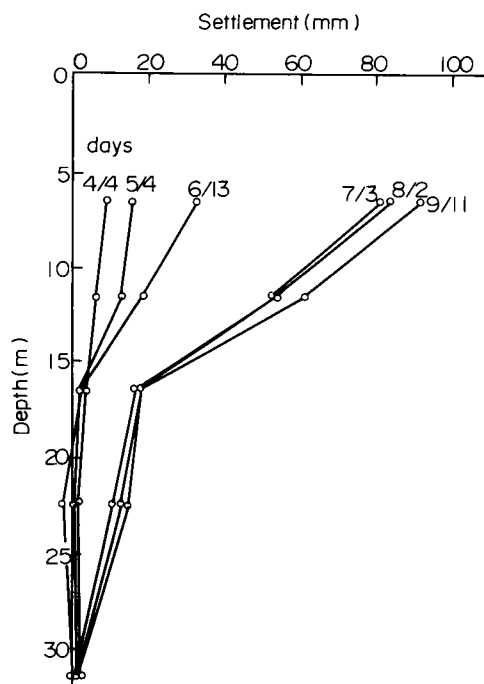


図9-22 盛土直下における各層沈下の深度分布とその経時変化

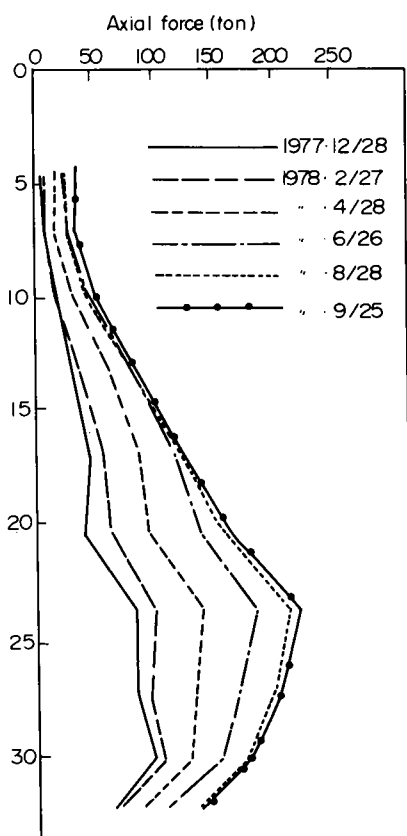


図9-23 軸力の深度分布とその経時変化 (NF1杭)

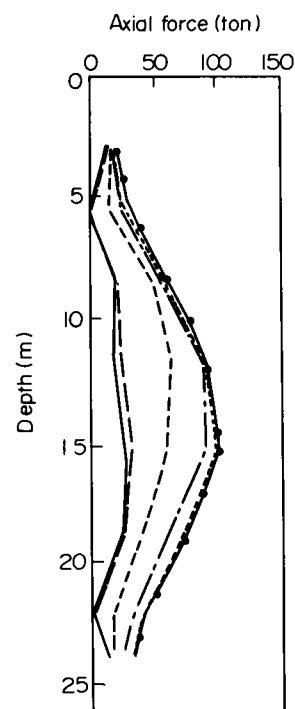


図9-24 軸力の深度分布とその経時変化 (NF2杭)

される昭和53年9月25日時点での杭体最大軸力および杭先端軸力は、NF1で220 ton, 140 ton, NF2で110 ton, 66 tonであり、杭先端地盤の硬軟の差が明瞭に表われている。この時の実測杭頭沈下量はNF1で7mm, NF2で29mmであり、これから杭体の圧縮量を

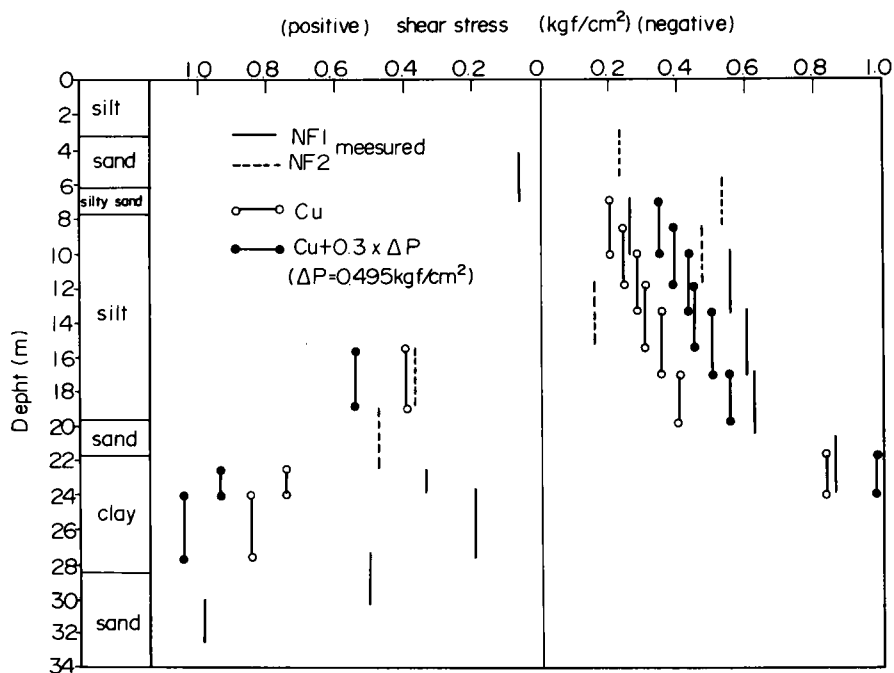


図9-25 杭周面での実測せん断応力と粘着力との関係

差し引くと杭先端貫入量としてNF1, NF2のそれぞれに対し, 2.8 mmおよび27.8 mmが算定された。また, 中立点位置(最大軸力発生深度/杭長)にも差がみられ, 最大軸力発生時点でのそれは, NF1, NF2に対してそれぞれ0.72および0.61であった。

3-3 杭周面に作用するせん断応力

軸力の深度分布(杭打設後320日経過時点)から, 各深度におけるせん断応力(τ)を算定し, その深度分布を示したのが図9-25である。図中には, 一軸圧縮試験から求められた粘着力(C_u)および盛土による強度増加($\Delta C_u/\Delta P = 0.3$, $\Delta P = 0.495 \text{ kgf/cm}^2$)を考慮した場合の C_u も併記した。図をみると, 中立点付近を除いて実測せん断応力は C_u よりも全体的に大きな値となっている。一方, せん断応力(τ)と有効鉛直土圧(σ'_v)の比(α)を深度方向にプロットしたのが図9-26である。図中には, 式(9-5), Jakyの式および実測値による静止土圧係数(図9-20)に $\tan \phi'$ を乗じて求めた値(α)も併記してある。ここに, ϕ' は図9-16に示した土自体の有効内部摩擦角を用いた。図によると, 中立点以浅での負のせん断応力状態では, 中立点付近を除いて式(9-5)および実測 K_0 を用いて算出した α -値の間に実測せん断応力に基づく α -値がプロットされていることが判る。一方,

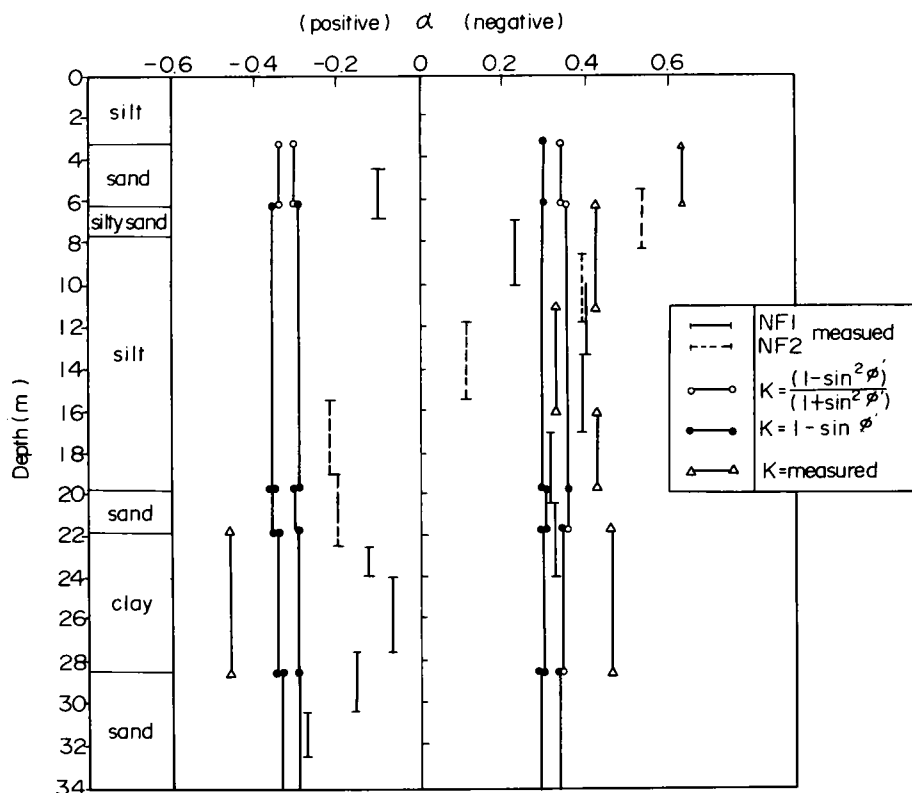


図9-26 $\alpha (= \tau / \sigma'_v)$ の実測値と計算値との比較

Jaky の式による α - 値は実測値を過少評価するようである。中立点付近および以深では、いずれの算定法によってもせん断応力を過大評価する傾向にあるが、図 9-22 で示した層別沈下からも知られるように、GL-17m 以深では沈下が急激に減少しているため、杭と地盤との相対変位が、杭～地盤間の摩擦角を十分に発揮させるほど生じていないことによるものと考えられる。

このように、杭～地盤間の相対変位を考慮しない場合、中立点付近のせん断応力を過大評価する傾向にあるが、有効応力に基づく方法は、粘着力を用いる全応力法よりは実測値との対応は良いと言える。また、過圧密比の大きな粘性土層が存在する場合には、式(9-5)の適用性は失われるので実測による K_0 を用いて杭周面せん断応力を推定する方法は有用なものと言えよう。

第4節 群杭効果の簡易算定法

本章 2-3 で述べた実験結果から N・F の発生機構をまとめたのが図 9-27 である。すなわち、圧密沈下前において杭周辺には、地盤内に初期応力状態 (σ'_{v0} , σ'_{h0}) が存在し、載荷盛土などにより地盤内応力が増加すると圧密の進行につれて杭周面にはせん断応力が作用していくことになる。ただし、杭打設時の地盤内応力の変化は考慮していない。図中、圧密に伴ない $\tau = \alpha \cdot \sigma'_v$ 線にせん断応力が到達した後は、 α = 一定の状態では σ'_{v0} プラス圧密圧力 (q) に対応するせん断応力が発生することになる。しかし、実際には単杭の場合でも土圧の低下がみられるので作用するせん断応力は次式で表わされよう。

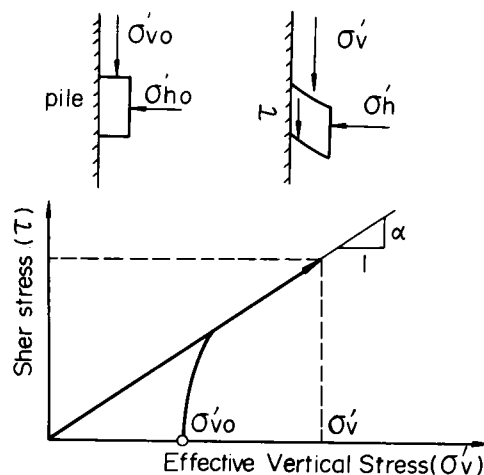


図 9-27 圧密に伴ないせん断応力の推移

$$\tau = \alpha \cdot (\sigma'_v - \Delta \sigma'_{v,\ell}) \quad (9-6)$$

ここに、 $\Delta \sigma'_{v,\ell}$ は単杭における有効鉛直土圧の減少分を表わす。

同様に群杭の場合は、有効鉛直土圧の減少分が単杭と比較して大きくなるため、作用するせん断応力は小さくなる。すなわち、

$$\tau = \alpha \cdot (\sigma'_v - \Delta \sigma'_{v,\ell}^g) \quad (9-7)$$

ここに、 $\Delta \sigma'_{v,\ell}^g$ は群杭における有効鉛直土圧の減少分であり、 $\Delta \sigma'_{v,\ell}^g > \Delta \sigma'_{v,\ell}^s$ である。

上記のせん断特性に基づき、群杭効果による軸力低減効果の評価法について以下に述べる。
単杭の場合を考えると、任意深さ (z) での杭周辺における有効鉛直土圧 ($\sigma'_v(r_o, z)_s$: r_o は杭の半径を表わす) は、次式で表わされるものとする。

$$\sigma'_v(r_o, z)_s = \gamma'_t \cdot z + \beta(z) \cdot q(z) \quad (9-8)$$

ここに、 γ'_t は土の有効単位体積重量であり、 z は地表面からの深度を表わす。 $q(z)$ は地盤沈下を生じさせる荷重強度であり、 β はそれに対する低減割合を示している。 β は 0 から 1.0 の範囲にあり、一般に深さ z の関数と考えられる。上式より、杭周辺部での有効鉛直土圧減少分 ($\Delta \sigma'_v(r_o, z)_\ell^s$) は、

$$\Delta \sigma'_v(r_o, z)_\ell^s = (1 - \beta(z)) \cdot q(z) \quad (9-9)$$

となる。

群杭による軸力低減効果は、式 (9-8) で表わされる $\sigma'_v(r_o, z)_s$ よりさらに減少することによりもたらされるという観点から以下の仮定を設けて議論を進める。

仮定 1) 任意深さ (z) で単杭の中心から半径 r の点における鉛直方向の有効鉛直土圧減少分 ($\Delta \sigma'_v(r, z)_\ell^s$) は、半径 r に反比例して減少する。すなわち、

$$\Delta \sigma'_v(r, z)_\ell^s = \frac{r_o}{r} (1 - \beta(z) \cdot q(z)) \quad (9-10)$$

仮定 2) 群杭中の対象とする杭における $\Delta \sigma'_v(r, z)_\ell^g$ は、各杭の存在によって生じる $\Delta \sigma'_v(r, z)_\ell^s$ の重ね合わせにより求めることができる。

仮定 3) 杭～地盤間の摩擦特性は、剛－塑性的なものとする。すなわち、

($\sigma'_v(r_o, z) - \gamma'_t \cdot z$) が 0 より大であればせん断応力は式 (9-6) あるいは式 (9-7) で算定されるものとする。

仮定 4) 杭先端は完全に固定されている。

式 (9-8)、(9-10) より、単杭の場合、任意深さ (z) での杭中心から r 離れた点での $\sigma'_v(r, z)_s$ は、

$$\sigma'_v(r, z)_s = \gamma'_t \cdot z + q(z) - \frac{r_o}{r} (1 - \beta(z)) \cdot q(z) \quad (9-11)$$

と表わされる。一方、群杭の場合は假定 2) より任意深さ (z) において、着目する杭 (これを '1' で表わす) の周辺部での有効鉛直土圧 ($\sigma'_v (r_o, z)_g$) は、杭の本数を $m (\geq 2)$ とすると、図 9-28 を参照して次式で与えられる。

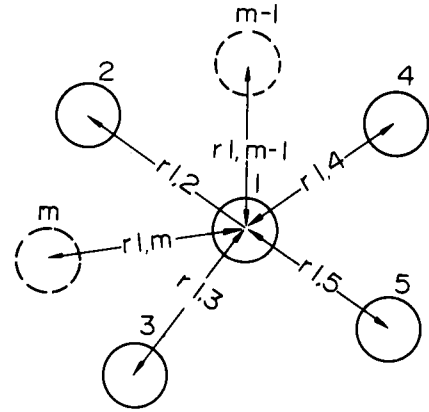


図 9-28 η の算定に用いる杭間距離

$$\sigma'_v (r_o, z)_g = \gamma'_t \cdot z + q(z) -$$

$$(1 + r_o \cdot \sum_{n=2}^m \frac{1}{r_{1,n}}) (1 - \beta(z)) q(z)$$

$$= \gamma'_t \cdot z + q(z) - \eta \cdot (1 - \beta(z)) \cdot q(z) \quad (9-12)$$

ここに、 $\eta = (1 + r_o \cdot \sum_{n=2}^m \frac{1}{r_{1,n}})$ である。 η は杭の幾何学的配列のみにより決定される定数であり、単杭においては 1.0、群杭においては 1.0 より大きな値をとる。

式 (9-12) より、 $\sigma'_v (r_o, z)_g$ が圧密沈下前の有効鉛直土圧 ($\gamma'_t \cdot z$) より大なる条件、すなわち杭周辺で沈下が生じ、せん断応力が発生するための条件： $q(z) \cdot \{1 - \eta(1 - \beta(z))\} \geq 0$ より、次式が得られる。

$$1 - \eta \cdot (1 - \beta(z)) \geq 0 \quad (9-13)$$

また、上式で等符号の場合を考えると $q(z)$ の下で N.F が発生するであろう限界深さ (z^*) は、次式の様に表わされる。

$$z^* = \beta^{-1} (1 - \frac{1}{\eta}) \quad (9-14)$$

N.F による杭の最大軸力 (F_{Nmax}) は、

$$F_{Nmax} = 2 \pi r_o \int_0^{z^*} a \cdot \sigma'_v (r_o, z) dz \quad (9-15)$$

と表わされるので、単杭および群杭での最大軸力比 ($F_{Nmax, g} / F_{Nmax, s}$) は次式で与えられる。

$$\frac{F_{Nmax, g}}{F_{Nmax, s}} = \frac{2 \pi r_o \int_0^{z_g^*} a \cdot \sigma'_v (r_o, z)_g dz}{2 \pi r_o \int_0^{z_s^*} a \cdot \sigma'_v (r_o, z)_s dz}$$

$$= \frac{\frac{\gamma'_t}{2} \cdot z_g^{*2} + \int_0^{z_g^*} q(z) \{1 - \eta(1 - \beta(z))\} dz}{\frac{\gamma'_t}{2} \cdot z_s^{*2} + \int_0^{z_s^*} q(z) \cdot \beta(z) dz} \quad (9-16)$$

上式中、 g 、 s は群杭および単杭をそれぞれ意味する。上式が、仮定 1) ~ 4) で得られる軸力低減率を評価する一般式である。この式で $q(z)$ および $\beta(z)$ を z の関数として表示すれば積分が可能となり、陽な形で $F_{Nmax, g} / F_{Nmax, s}$ が求められる。しかし、 $q(z)$ は別としても $\beta(z)$ は杭周辺部の応力状態に依存し、簡単でないと思われるので、以下のように別の観点から議論を進めることにする。

今、式 (9-16) 中の積分項は z_g^* および z_s^* の関数として表示され、かつそれらは式 (9-14) から幾何学的な杭の配置を示す η により表示されるので、式 (9-16) は γ'_t 、 q 、 η をパラメータとして、

$$\frac{F_{Nmax, g}}{F_{Nmax, s}} = f(\gamma'_t, q, \eta) \quad (9-17)$$

により表わされる。

さて、種々な載荷荷重および地盤条件の下での既往の実測例および模型実験結果から、 $F_{Nmax, g} / F_{Nmax, s}$ と η の関係を表示すると図 9-29 を得る。図中、現場実測例 C、D、E はそれぞれ国鉄東京第三工事局¹⁴²⁾、川崎製鉄¹⁴⁴⁾および清水建設¹⁴³⁾によるものであり、C、D は載荷盛土下で、

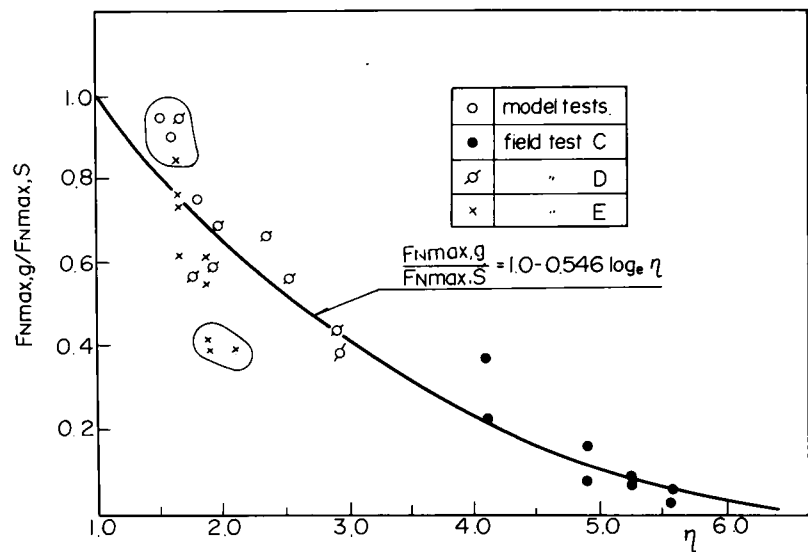


図 9-29 軸力低減割合と η の関係

また E は自然地盤沈下地帯で行なわれた実験である。図をみると多少のバラツキはみられるが、載荷および地盤条件の如何に関わらず、 $F_{Nmax, g} / F_{Nmax, s}$ は η によりユニークに決定されることが示されている。すなわち、群杭における軸力低減割合は杭の配置状況のみにより評価しうる可能性を示しており、実用上有用なものであると言えよう。なお、図中の実線で示した $F_{Nmax, g} / F_{Nmax, s}$ と η の関係を示すと以下のようである。

$$\frac{F_{Nmax, g}}{F_{Nmax, s}} = 1.0 - 0.546 \times \log_e \eta \quad (9-18)$$

第5節 有限要素法によるN.Fの解析

本節では、模型および現場実験を対象とした有限要素法によるN.Fの解析結果、および計算値と実測値との比較について述べ、杭～地盤系の相互作用に着目した一解析手法を示す。

5-1 地盤材料の構成式

先に述べたように、有限要素法などの高度な数値解析手法を用いて、地盤～構造物系の応力・変形解析を行なう場合、それに見合った精度の高い構成式の導入が肝要である。特に、地盤材料は非線型性が著しく応力経路や圧密履歴依存性を示し、またダイレイタンスー特性を示すので計算の入力条件である応力-ひずみ特性および構成式に含まれる材料定数の選択に関しては十分な吟味が必要とされる。本解析では、これらの固有の諸特性を考慮した構成式、すなわち砂質土に関しては第2章で述べた提案式を、一方粘性土に関しては Roscos¹²⁾ らによる提案式を使用することとした。これらは、いずれも弾・塑性理論に基づくものであり、降伏関数、塑性ポテンシャルおよび硬化関数の設定により誘導されたものであるが、砂の構成式に関しては一般応力条件下での表示式も含めて既に詳述してある。以下には、粘性土に対して提案された Cambridge 理論とその一般化について述べる。

5-1-1 粘性土の構成式

Cambridge モデルの基本となっている関係式を列記すれば以下の通りである。

①有効応力比 (τ_{oct}/σ'_m) と塑性ひずみ増分比 ($dv^p/d\gamma_{oct}^p$) 関係

$$\frac{\tau_{oct}}{\sigma'_m} = M - \frac{2}{3} \frac{dv^p}{d\gamma_{oct}^p} \quad (9-19)$$

② Normality rule の設定

$$\frac{d\tau_{oct}}{d\sigma'_m} = -\frac{2}{3} \frac{dv^p}{d\gamma_{oct}^p} \quad (9-20)$$

③間げき比 (e) $\sim \log e - \sigma'_m$ の直線性

$$dv = \frac{\lambda}{1+e} \frac{d\sigma'_m}{\sigma'_m} \quad (9-21)$$

$$dv^E = \frac{\kappa}{1+e} \frac{d\sigma'_m}{\sigma'_m} \quad (9-22)$$

ここに、P, Eは塑性および弾性成分を、またdは増分を表わすために用いている。式(9-19)中のMは、応力および体積ひずみの増加がなく、せん断ひずみのみが生じる限界状態での有

効応力比を表わしている。

式(9-19)と式(9-20)とから次の降伏関数(=塑性ポテンシャル)が誘導される。

$$f - f_y = \frac{\tau_{oct}}{\sigma'_m} + M \ln \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{my}} \quad (9-23)$$

ここに、 σ'_{my} は有効平均主応力線上における σ'_m の値であり、降伏の進み具合を表わすパラメータである。

さて、塑性変形の進展に伴ない降伏関数は等方的に拡大するという等方硬化理論によれば、式(9-23)中の σ'_{my} は塑性ひずみの単調増加関数となる。今、 σ'_{my} が塑性体積ひずみによって表わされるとするならば次式が成立する。

$$dv^p = dv - dv^E = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \frac{d\sigma'_{my}}{\sigma'_{my}} \quad (9-24)$$

式(9-23)を微分型式で表わすと

$$\frac{d\sigma'_{my}}{\sigma'_{my}} = \frac{d\sigma'_m}{\sigma'_m} + \frac{1}{M} d\left(\frac{\tau_{oct}}{\sigma'_m}\right) \quad (9-25)$$

となる。式(9-24)と式(9-25)より塑性体積ひずみ増分(dv^p)は、

$$dv^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \left(\frac{d\sigma'_m}{\sigma'_m} + \frac{1}{M} d\left(\frac{\tau_{oct}}{\sigma'_m}\right) \right) \quad (9-26)$$

として求められる。一方、塑性せん断ひずみ増分(dr_{oct}^p)は、式(9-19)と式(9-26)とから次式で与えられる。

$$dr_{oct}^p = \frac{2}{3} \frac{\lambda - \kappa}{(1 + e) \left(M - \frac{\tau_{oct}}{\sigma'_m} \right)} \left(\frac{d\sigma'_m}{\sigma'_m} + \frac{1}{M} d\left(\frac{\tau_{oct}}{\sigma'_m}\right) \right) \quad (9-27)$$

以上が、Cambridge理論の概要である。以下には有限要素解析に必要な一般応力条件下での応力～ひずみ関係式を誘導しておく。

弾－塑性論によると塑性変形時の塑性ひずみ増分は次式で求められる。

$$\{d\epsilon\}^p = h \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \left[\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right] \{d\sigma\} \quad (9-28)$$

上式で $g = f$ とおき、式(9-23)を微分すれば $\left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} = \left[\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right]^T$ は次の様に求められる。

$$\left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} = \frac{\partial f}{\partial \sigma}^T = \begin{Bmatrix} M - \tau_{oct}/\sigma'_m + \frac{\sigma'_x - \sigma'_m}{\tau_{oct}} \\ M - \tau_{oct}/\sigma'_m + \frac{\sigma'_y - \sigma'_m}{\tau_{oct}} \\ M - \tau_{oct}/\sigma'_m + \frac{\sigma'_z - \sigma'_m}{\tau_{oct}} \\ \sigma_{xy}/\tau_{oct} \\ \sigma_{yz}/\tau_{oct} \\ \sigma_{zx}/\tau_{oct} \end{Bmatrix} \quad (9-29)$$

一方、 h は式 (9-28) から dv^p を求め、それを式 (9-26) と等置することにより次式で与えられる。

$$h = \frac{\lambda - \kappa}{9 \sigma'_m M (M - \tau_{oct}/\sigma'_m) (1 + e)} \quad (9-30)$$

弾性ひずみ増分は次のようにして求めた。式 (9-22) の dv^E と $d\sigma'_m$ の関係から体積弾性率 K が以下のように求められる。

$$K = \frac{d\sigma'_m}{dv^E} = \frac{1+e}{\kappa} \cdot \sigma'_m \quad (9-31)$$

また、せん断剛性率 G は K とポアソン比 ν を用いて次式で表わされる。

$$G = \frac{3K(1-2\nu)}{2(1+\nu)} \quad (9-32)$$

一方、ポアソン比 ν は静止土圧係数 K_0 、および K_0 と有効内部摩擦角 ϕ' (ここでは、Jaky の式を採用) の関係を通して結局、次式で与えられる。

$$\nu = \frac{K_0}{1+K_0} = \frac{1 - \sin \phi'}{2 - \sin \phi'} \quad (9-33)$$

したがって、体積弾性率 K 、せん断剛性率 G はともに有効平均主応力 σ'_m に依存する形で表示されたことになる。

5-1-2 不攪乱試料に対する構成式の検証

図 9-30 (a), (b) には、図 9-16 で示した GL-5.2~6.2 m (砂) および GL-8.5~9.3 m (砂質シルト) の地点で採取された試料に対する圧密排水三軸圧縮試験結果と両

構成式による予測曲線（実線で示す）との比較を示した。砂に対して用いた材料定数は、 $\phi'_f = 43.9^\circ$, $\phi'_m = 34.6^\circ$, $\lambda = 0.023$, $\kappa = 0.008$, $G' = 200$ であり、一方砂質シルトに対しては、 $\phi' = 36.9^\circ$, $\lambda = 0.170$, $\kappa = 0.062$ が採用された。図に示す通り、両構成式は数少ない材料定数により、比較的良い近似度で土質材料の応力～ひずみ特性を表示しうるものと結論できる。

5-2 杭-地盤間におけるすべり現象の導入

一般に、杭と地盤などのように剛性の異なる材料が混在した境界値問題を取り扱う場合、剛性差に起因する異種材料間の不連続変形を考慮していかなければならない。ここでは、このすべり現象を取り入れるために

Goodman らが提案したジョイント要素¹⁴⁸⁾を使用することとした。

このモデルは、異種材料間に4

節点を有する厚さのない要素を配置し、各節点間での相対せん断変位(ρ_τ)と要素内せん断応力(τ)の関係、および相対垂直変位(ρ_σ)と有効垂直応力(σ')との関係で剛性マトリックスを構成するものである。この要素を用いる場合、 $\tau/\rho_\tau (=k_\tau)$ と $\sigma'/\rho_\sigma (=k_\sigma)$ の評価が問題となるが、これに関しては次のようにモデル化することとした。まず k_τ に関してはせん断応力が $\tau = \sigma' \cdot \tan \delta$ の条件を満足するまでは、 τ/σ' と ρ_τ は線型関係、すなわち k_τ

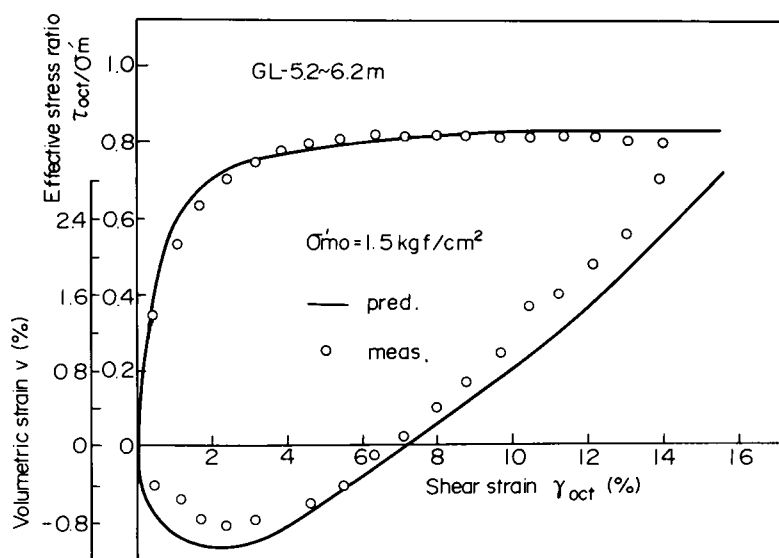


図9-30(a) 砂質土の応力～ひずみ曲線（実測値と予測値との比較）

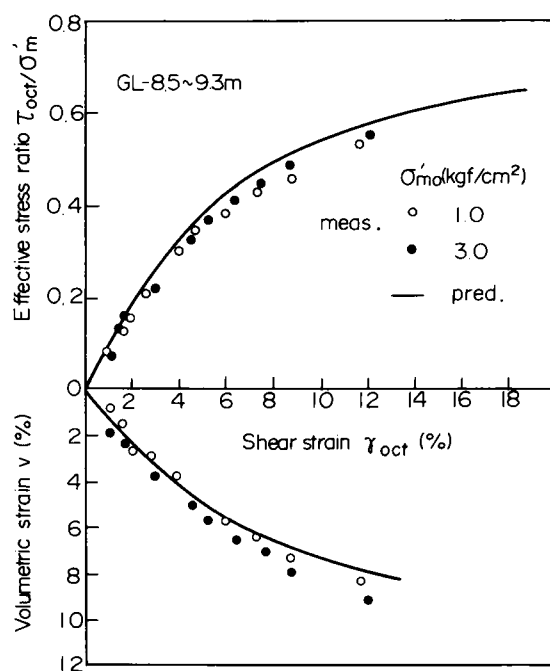


図9-30(b) 粘性土の応力～ひずみ曲線（実測値と予測値との比較）

$$= c \cdot \sigma' \quad (c = \tan \delta / \rho_c : \rho_c$$

は $\tau = \sigma \tan \delta$ を満足する時の限界すべり量)として与え, それ以降は非常に小さな値 ($1 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2$) をとるものとした。 τ / σ' と ρ_c の関係をこのように与えれば, 仮に $\tau \geq \sigma' \tan \delta$ となった場合, 次のステップでは $\Delta \tau \div 0$, $\Delta \sigma' > 0$ であり, 続いてのステップで $\tau < \sigma' \tan \delta$ を満足すれば $k\tau = c \cdot \sigma$ を用いて τ , σ' が算定されるので, この手順を step by step で進めれば模型実験で示された圧密の進行に伴う τ の増加傾向を近似的に表現することができる。一方, $k\sigma$ は杭と地盤との間にはく離が生じないようにするために大きな値 ($1 \times 10^7 \text{ kgf/cm}^2$) を与え, 解析中一定とした。

5-3 模型実験を対象とした数値解析

対象としたのは, 粘性土における単杭の場合である。杭は模型実験に用いた諸元を有するそれと等価な剛性 ($EA = 2.63 \times 10^7 \text{ kgf/cm}^2$, E はヤング率 ($= 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$), A は杭断面積 ($= 12.55 \text{ cm}^2$)) をもつ中実円筒形とし, ポアソン比は 0.2 とした。計算は

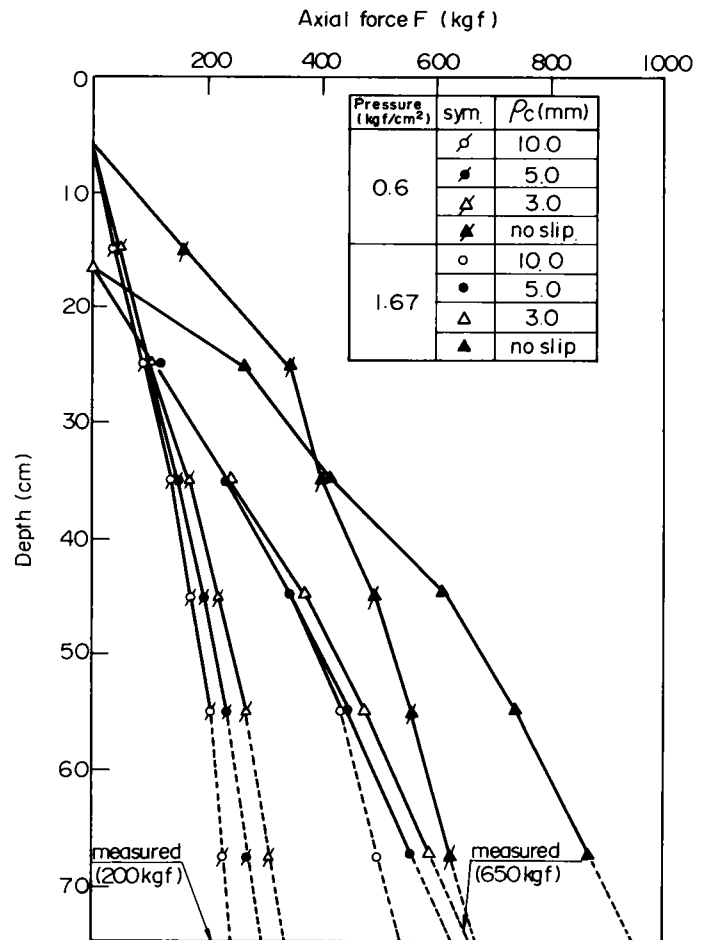


図9-31 軸力に関する計算結果と実測結果との比較

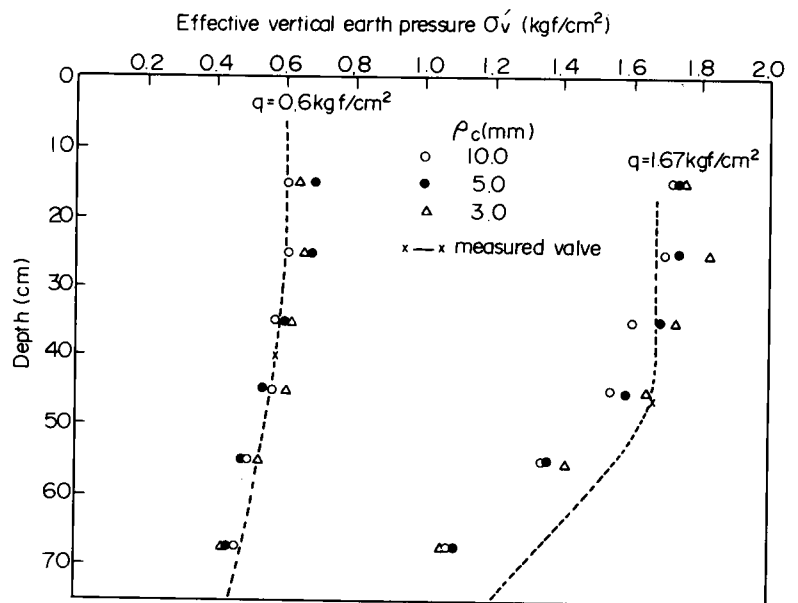


図9-32 有効鉛直土圧に関する計算結果と実測結果との比較

軸対称解析とし、最大圧密圧力 1.67 kgf/cm^2 を 14 ステップに分割して行なうが、各ステップにおいては地盤は排水状態で進むものとした。したがって、計算結果と実験結果との比較は圧密終了時点に着目して行なった。ジョイント要素に含まれる摩擦角 δ は、図 9-13 に示した実験結果より 15° とした。限界すべり量 ρ_c に関しては不明な点が多いため、3 ケースを考え比較検討することにした。なお、すべりを許さない場合の解析も実施した。用いた材料定数は、 $\phi' = 36.9^\circ$ 、 $\lambda = 0.147$ 、 $\kappa = 0.044$ および $\rho_c = 3.0, 5.0, 10.0 \text{ mm}$ である。地盤内の初期側方応力は、粘性土が正規圧密状態にあることから $K_0 = 0.4$ とし、その有効単位体積重量 γ'_i は 0.7 gf/cm^3 として算出した。

載荷圧力 0.6 および 1.67 kgf/cm^2 の下で得られた計算軸力の深度分布を、杭先端で実測された軸力とともに示したのが図 9-31 である。計算結果をみると軸力は深度方向に増加するが、土槽底面に近づくにつれてその増加傾向は漸減することを示しており、土槽底面の拘束の影響がみられる。設定した限界すべり量との比較でみると、それが小さいほど杭体軸力は幾分大きくなる傾向にあるが、すべりを考慮しない場合ほど顕著な差はみられない。実測杭先端軸力との比較でみると、計算値は実測値の $83\% \sim 165\%$ を示し、その対応は良いと言える。図 9-32 は、杭周辺部で計算された有効鉛直土圧 σ'_v の深度分布を実測値とともに示したものである。計算結果は実測値を幾分下廻っているが、深度が増大するにつれて減少する傾向にあり、実測傾向と良く対応していることが明らかである。

5-4 現場実験を対象とした数値解析

対象としたのは、GL-3.35m および GL-2.50m に打設された支持杭 (NF1) と摩擦杭 (NF2) である。計算は模型実験の場合と同様、軸対称解析であり杭のモデル化も同様に行なった。

要素分割図を図 9-33 に示す。地盤は 7 層に区分し、各層の材料定数は表 9-4 に示すように与えた。ジョイント要素に含まれる δ は既往の実験結果を参考にして、粘性土、砂質土に関わらず $\delta = \tan^{-1}(0.7 \times \tan \phi')$ として与えた。また ρ_c が解析結果に及ぼす影響はそれほど大きくないことが示されたので、粘性土に

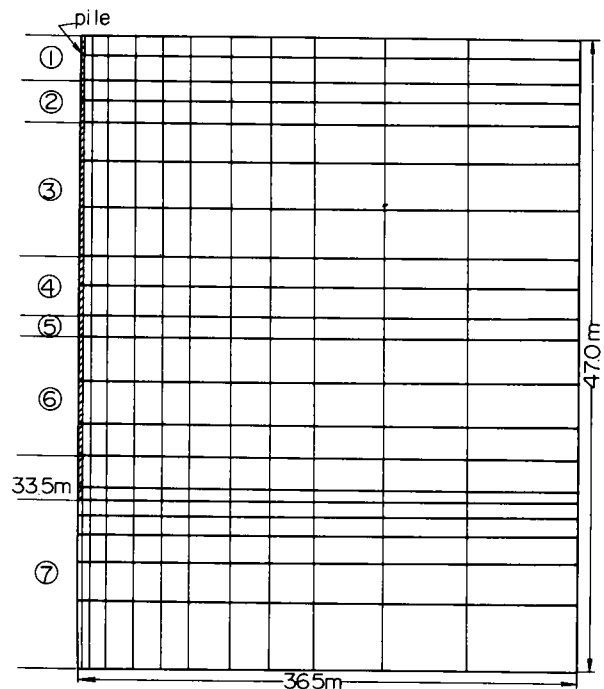


図 9-33 要素分割図 (NF1)

関しては5mm，砂質土に関しては3mmとした。荷重条件は，杭打設後に行なわれた高さ2mの盛土を対象とし，それ以前の盛土（50cm）による軸力の増加は考慮せず実測値との比較もそれに対応した

表9-4 数値解析に用いた各層の材料定数

地層番号	深 度 (m)	$\phi'(^{\circ})$	$\phi'_m(^{\circ})$	λ	κ	G'
1	0 ~ 3.0	36.9	—	0.265	0.096	—
2	3.0~ 6.2	43.9	34.6	0.023	0.008	200.0
3	6.2~15.9	36.9	—	0.170	0.062	—
4	15.9~20.1	35.7	—	0.188	0.070	—
5	20.1~21.7	37.5	36.5	0.023	0.008	50.0
6	21.7~32.7	41.5	—	0.184	0.054	—
7	32.7~	44.9	35.6	0.0105	0.0064	150.0

形で行なうことにした。盛土の範囲は3次元的な拡がりを有しているが，簡単化のために対象とする杭を中心とし，同一の盛土荷重を有する軸対称の載荷盛土形状におきかえている。荷重は10ステップに分割し，模型実験の場合と同様に各ステップで地盤は排水状態で進むものとした。計算の初期条件を与える地盤内初期側方応力としては，原位置測定結果に基づき図9-20中に破線で示した値を使用した。図9-34は，杭体軸力の深度分布を実測値と計算値の比較で示したものである。計算結果によると，NF2の場合中立点位置は実測値と比較してやや杭先端寄りに生じているが，杭先端地盤の硬軟を反映して支持杭および摩擦杭の差が明瞭に示されており，特にNF1の場合は実測値との対応は良いものと言える。一方，杭体最大軸力および杭先端軸力をみると，NF1，2ともに実測結果より幾分大きな値が計算されているが，深度方向の分布傾向は比較的良い一致を示している。NF2の場合を例にとり，杭周面に作用するせん断応力の深度分布を示したのが図9-35である。図中には，実測せん断応力も示してある。図をみると，GL-4m付近でのせん断応力が他の深度のそれに比べて大きく計算されているが，これはこの深度付近に存在

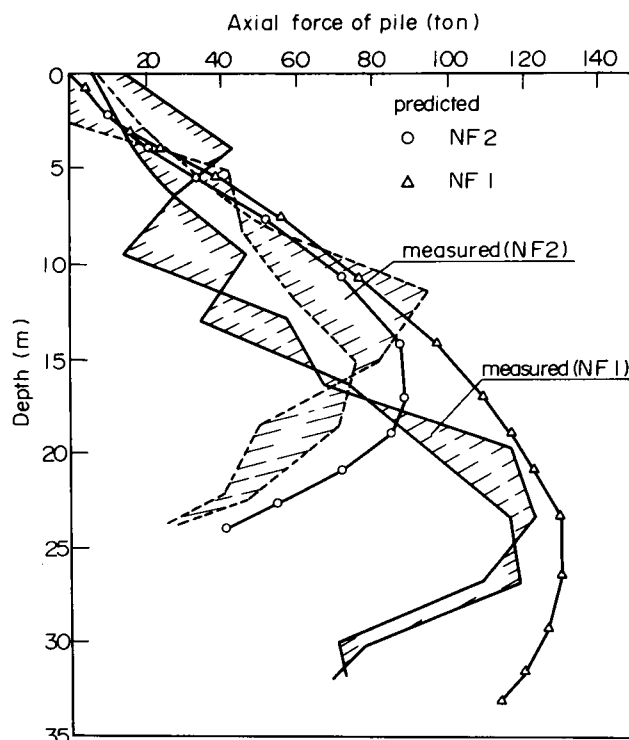


図9-34 軸力の深度分布に関する計算結果と実測結果との比較

する砂層内への盛土による応力伝達が著しいことによるものであり、実測値も同様な傾向を示している。全体的にみても、深度分布の傾向および大きさともに良い一致を示していることが判る。以上の計算杭体軸力およびせん断応力の下で得られた杭頭沈下量および杭先端貫入量はN F 1, 2のそれぞれに対し、3-2で述べた実測値の163%, 132%および93%, 85%であり、変形に関しても良好な一致がみられた。

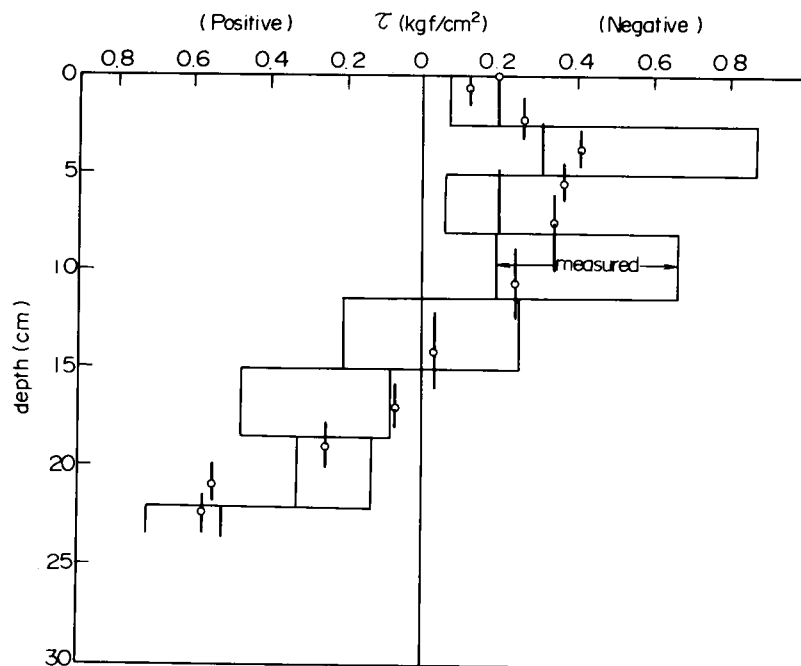


図9-35 杭周面せん断応力に関する計算結果と実測結果との比較

第6節 ま と め

大型模型実験および現場実測からN・Fの基本的特性を明らかにし、杭周面せん断特性および群杭効果についての考察を行なった。また、模型および現場実験を対象としたF・E・Mによる杭～地盤系の相互作用解析を実施し、N・Fによる杭体変位に関する一解析手法について述べた。本章で得られた主な結論を要約すると以下のようである。

- (1) 杭先端を完全固定した単杭の模型実験から、杭周面に作用するせん断特性を明らかにした。すなわち、地盤の沈下とともに杭周面に作用するせん断応力は増加するが、ある程度沈下が進んだ時のその増加傾向は圧密により増加する有効鉛直土圧と線型関係にある。
- (2) 群杭の実験においても単杭の場合と同様のせん断特性を示すが、杭間の拘束により有効鉛直土圧が減少するため杭周面に作用するせん断応力も減少し、これが群杭効果の大きな一因であることを明らかにした。
- (3) 現場実測結果から、杭周面に作用するせん断応力の算定には有効応力法が有用であることを示した。

- (4) 有効応力法による場合、杭周辺部での応力状態に着目して誘導した式(9-5)あるいは直接、測定された有効側方土圧を用いることにより、精度よくせん断応力を算定することができることを示した。
- (5) (2)の結論に基づく理論展開および模型・現場実験の再整理から、杭の幾何学的配置条件のみにより算定しうる群杭効果算定式を新たに提案した。
- (6) 模型実験および現場実験を対象とし、杭～地盤間のすべり特性ならびに地盤材料の弾－塑性構成式を用いた杭－地盤系の有限要素解析を実施した。その結果、計算値は実測値と良い対応を示し、N・Fによる杭基礎の変形問題に対して有力な手法の一つとなりうることが示された。

第10章 結 論

本編は、大型マット基礎および埋設管を対象とした土圧・変形問題ならびに軟弱地盤における杭のN.F問題をとり上げ、地盤材料の力学特性を表現しうる弾－塑性構成式を用いた予測手法の提示と数値解析の実施ならびに現場実測および模型実験の実施により得られた様々な知見、さらには計算結果と実測結果との比較を通じて予測手法の適用性について述べたものである。各章の結論は章の末尾においてまとめてあるので、ここではこれらの要約を行い本編の結論とする。

第6章では益々巨大化する傾向にある土木構造物の設計に際し、従来以上に合理的で精度の高い予測手法が要求されるようになった旨について述べるとともに、各章における内容の概略説明を行った。

第7章は、砂礫地盤上に建設された大型マット基礎施工時の沈下・土圧を対象とし、砂礫の力学特性と弾－塑性構成式による有限要素解析ならびに実測結果との比較について述べたものである。まず、砂礫を対象とした大型三軸圧縮試験結果から、第I編第2章で述べた構成式の適用性を確認するとともに、原位置試験で得られた弾性定数と室内試験で求められたそれとの間に比較的良好な相関性があることを指摘した。次いで、平板載荷試験を対象とした数値解析の結果から弾－塑性有限要素解析手法の適用性を検証するとともに、砂礫地盤のモデル化に際し必要となる材料定数の一決定法について述べた。そして、基礎の施工順序を忠実に再現した数値解析を実施して実測結果との比較を行い、施工履歴ならびに塑性化現象や局所的な破壊をシミュレートできる弾－塑性有限要素解析手法の適用性を検証した。

第8章は、海底地盤に敷設される大口徑取水管の埋戻し過程における土圧・変形挙動を想定した数値解析結果と大型模型土槽を用いた実験結果について述べたものである。まず、管および支持地盤の剛性ならびに支持地盤の沈下性状をパラメータにした弾－塑性有限要素法によるケーススタディを実施した。計算結果によると剛性管および周辺地盤の沈下が卓越する場合は突出状態に、一方たわみ性管および管の沈下が卓越して生じる場合は溝状態に相当する土圧分布性状が示されたが、管直上地盤内での鉛直相対すべり面および等沈下面を明確に指摘する

ことはできなかった。他方、大型模型実験により実測された管頂部および側方部での土圧値、管体変位量ならびに管体応力値と有限要素解との間に良い対応が示され、埋設管－地盤系の相互作用を考慮した解析手法の適用性が確認された。なお、潮位変動を模擬した実験から、水位を繰返し変動させることにより管体応力ならびに管体応力が徐々に増加する傾向が示されたが、この現象を定量的に評価するまでには至らなかった。

第9章は、杭に作用するネガティブフリクション(N.F)に対し、模型実験、現場実験ならびに数値解析の面から総合的に考察した結果について述べたものである。まず、粘性土および砂を用いた模型実験結果から単杭に作用するせん断応力は、圧密に伴ない増加する有効鉛直土圧と比例関係にあり、有効応力に基づくN.Fの推定法は有効であることを示すとともに、現場実測に基づく杭周面でのせん断特性に対する考察からもこのことを確認した。さらに、群杭に対しても同様なせん断特性が成立することを指摘したが、杭間の拘束により有効鉛直土圧が減少し、その結果群杭効果と呼ばれる軸力の低減がみられることを明らかにした。この実験結果に基づき、杭の幾何学的配置条件のみにより群杭の軸力低減割合を評価しうる算定式を提案した。続いて、第I編第2章で提示した砂の構成式ならびに粘土に対する構成式(Cambridge理論)と有効応力に基づく杭－地盤間のすべり特性を導入した有限要素法によるN.F解析を行い、杭体軸力ならびに杭体変位に関する模型・現場実験結果と計算結果との比較から提示した解析手法の適用性を検証した。

参考文献

- 1) Scott, R.F. : Principles of Soil Mechanics, Addison Wesley Publishing Company, 1965.
- 2) Bishop, A.W. : The Strength of Soils as Engineering Materials, Geotechnique, Vol.16, No.2, 1966, pp.91-128.
- 3) Cornforth, D.H. : Some Experiments on the Influence of Strain Conditions on the Strength of Sand, Geotechnique, Vol.14, No.2, 1964, pp.143-167.
- 4) Sutherland, H.B. and M.S. Mesdary : The Influence of the Intermediate Principal Stress on the Strength of Sand, Proc. 7th ICSMFE, Vol.1, 1969, pp. 391-399.
- 5) Shibata, T. and D. Karube : Influence of the Variation of the Intermediate Principal Stress on the Mechanical Properties of Normally Consolidated Clays, Proc. 6th ICSMFE, Vol.1, 1965, pp.359-363.
- 6) Matsuoka, H. and T. Nakai : Stress-deformation and Strength Characteristics of Soil under Three Different Principal Stress, Proc. JSCE, No.232, 1974, pp. 59-70.
- 7) Pearce, J.A. : A New Triaxial Apparatus, Stress-Strain Behavior of Soils, Proc. Roscoe Memorial Symposium, Cambridge Univ., 1971, pp.330-339.
- 8) Green, G.E. : Strength and Deformation of Sand Measured in an Independent Stress Control Cell, Stress-Strain Behavior of Soils, Proc. Roscoe Memorial Symposium, Cambridge Univ., 1971, pp.285-323.
- 9) Lade, P.V. and J.M. Duncan : Elastoplastic Stress-Strain Theory for Cohesionless Soil, Proc. ASCE, GT10, 1975, pp. 1037-1053.

- 10) Roscoe, K.H., A.N. Schofield and A. Thrairajah : Yielding of Clays in States Wetter than Critical, *Geotechnique*, Vol.13, 1963, pp.211-240.
- 11) Roscoe, K.H. and A.N.Schofield : Mechanical Behavior of an Idealized 'Wet clay', *Proc. 2nd European Conf. Soil Mech.*, Wiebaden, Vol.1, 1963, pp. 47-54.
- 12) Roscoe, K.H. and J.B.Burland : On the Generalized Stress-Strain Behavior of 'Wet Clay', *Engineering Plasticity*, Cambridge Univ.Press, 1968, pp. 535-609.
- 13) Schofield, A.N. and C.P.Wroth : *Critical State Soil Mechanics*, McGraw-Hill, London, 1968.
- 14) Henkel, D.J. : The Relationships between the Effective Stresses and Water Content in Saturated Clays, *Geotechnique*, Vol.10, 1960, pp. 41-54.
- 15) Drucker, D.C. and W.Prager : Soil Mechanics and Plastic Analysis on Limit Design, *Quarterly of Applied Mechanics*, Vol.10 No.2, 1952, pp.157-165.
- 16) Ohta, H. : Analysis of Deformation of Soils Based on the Theory of Plasticity and Its Application to Settlement of Embankments, *Doctor Thesis*, Kyoto Univ., 1971.
- 17) 柴田 徹 : 粘土のダイレイタンスーについて, 京都大学防災研究所年報, 第6号, 1963 pp.128-134.
- 18) 足立紀尙, 西好一 : 過圧密粘土の構成式, 京都大学防災研究所年報, 第19号B-2, 1976, pp.1-13.
- 19) Adachi, T. and M. Okano : A Constitutive Equation for Normally Consolidated Clay, *Soils and Foundations*, Vol.14, No.4, 1974, pp. 55-73.
- 20) Sekiguchi, H. : Rheological Characteristics of Clays, *Proc. 9th ICSMFE*, Vol.1, 1977, pp. 289-292.
- 21) Poorooshasb, H.B., I. Holubec and A.N. Sherbourne : Yielding and Flow of Sand in Triaxial Compression, Part 2 and 3,

- Canadian Geotech. J., Vol.4, No.4, 1967, pp.377-397.
- 22) Poorooshasb, H.B. : Deformation of Sand in Triaxial Compression, Proc. 4th Asian Regional Conf., Vol.1, 1971, pp. 63-66.
- 23) 諸戸靖文, 河上房義 : 砂の変形における状態関数, 土木学会論文報告集, No.229, 1974, pp. 77-86.
- 24) 竜岡文夫 : 三軸せん断装置による砂の変形特性に関する基礎的研究, 東京大学学位論文, 1972.
- 25) Newland, P.L. and B.H. Alley : Volume Change in Drained Triaxial Tests on Granular Materials, Geotechnique, Vol.7, No.1, 1957, pp.17-34.
- 26) Rowe, P.W. : The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particle in Contact, Proc. Roy. Soc. A, Vol.269, 1962, pp. 500-527.
- 27) Rowe, P.W. : Theoretical Meaning and Observed Values of Deformation Parameters for Soil, Stress-Strain Behavior of Soils, Proc. Roscoe Memorial Symposium, Cambridge Univ., 1971, pp. 143-194.
- 28) Oda, M. : Initial Fabrics and Their Relations to Mechanical Properties of Granular Materials, Soils and Foundations, Vol.12, No.1, 1972, pp. 17-36.
- 29) Horn, H.M. and Deere, D.V. : Frictional Characteristics of Minerals, Geotechnique, Vol.12, No.4, 1962, pp.319-334.
- 30) Matsuoka, H. : Stress-Strain Relationships of Sands Based on the Mobilized Plane, Soils and Foundations, Vol.14, No.2, 1974, pp. 47-61.
- 31) Matsuoka, H. : Stress-Strain Relationships of Clays Based on the Mobilized Plane, Soils and Foundations, Vol.14, No.2, 1974, pp. 77-87.
- 32) Murayama, S. : A Theoretical Consideration on a Behavior of Sand, Proc. IUTAM Sym. on Rheology and Soil Mechanics, 1964, pp. 146-159.

- 33) 村山朔郎：弾性状態にある砂の構成式，土木学会論文報告集，No.236，1975，
pp. 125-137.
- 34) 村山朔郎：塑性状態にある砂の構成式，土木学会論文報告集，No.251，1976，
pp. 77-90.
- 35) Barden, L. and A.J. Khayatt : Incremental Strain Rate Ratios
and Strength of Sand in the Triaxial Test, Geotechnique, Vol.16,
1966, pp. 338-357.
- 36) Barden, L., H. Ismail and P. Tong : Plane Strain Deformation of
Granular Material at Low and High Pressures, Geotechnique,
Vol.19, No.4, 1969, pp. 441-452.
- 37) Hill, R. : The Mathematical Theory of Plasticity, Oxford Univ.
Press, London, England, 1950.
- 38) Naghdi, P.M. : Stress-Strain Relations in Plasticity and
Thermoplasticity, Proc. 2nd Symp. on Naval Structural
Mechanics, Pergamon Press, 1960, pp. 121-169.
- 39) 西好一，江刺靖行：軟質地盤における基礎の支持力と変形（その1），弾塑性論に基づ
く砂の応力-ひずみ関係式，電力中央研究所研究報告，No.376014，1977.
- 40) Nishi, K. and Y. Esashi : Stress-Strain Relations of Sand
Based on Elasto-Plasticity Theory, Proc. JSCE, No.280, 1978,
pp. 111-122.
- 41) 諸戸靖史：砂の弾性的な変形特性，Soils and Foundations, Vol.12, No.3,
1972, pp. 65-74.
- 42) Bridgeman, P.W. : The Failure of Cavities in Crystals and
Rocks under Pressure, Am. Jour. Sci., Vol.45, 1918.
- 43) 三浦哲彦，山内豊聰：高い等方圧力を受ける砂の圧縮特性について，土木学会論文報告
集，No.203，1972，pp. 45-52.
- 44) Skempton, A.W. : The Pore-Pressure Coefficient in Saturated
Soil, Geotechnique, Vol.10, 1960. pp. 186-187.
- 45) 軽部大蔵，栗原則夫：練り返し粘土ダイレイタンスとせん断強度について，土木学会
論文集，No.135，1966，pp. 10-24.
- 46) 村山朔郎，八木則男：砂の変形特性について，京都大学防災研究所年報，No.7，

1964, pp.24-38.

- 47) Frydman, S., J.G. Zeitlen and I. Alpan : The Yielding Behavior of Particulate Media, Canadian Geotech. Jour., Vol.10, 1973, pp.341-362.
- 48) Cole, E.R.L. : The Behavior of Soils in the Simple Shear Apparatus, Ph. D. Thesis, Cambridge Univ., 1967.
- 49) 西好一, 江刺靖行 : くり返し荷重下での永久変形に着目した土質材料の動的強度-変形特性-くり返し荷重下における飽和砂の弾-塑性モデル, 電力中央研究所研究報告, No.380048, 1981.
- 50) 西好一 : 非排水繰り返し荷重下における飽和砂の弾-塑性挙動と構成式, 土木学会論文報告集, No.319, 1982, pp.115-128.
- 51) Nishi, K. and Y. Esashi : Elasto-Plastic Model of Fully Saturated Sand Under Undrained Static and Cyclic Loading, Proc. 4th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomecha., Edmonton, 1982.
- 52) Nishi, K. and Y. Esashi : Dynamic Strength and Deformation Characteristics of Soil Materials Considering Permanent Deformation Under Cyclic Loading, CRIEPI Report, E380007, 1981.
- 53) Seed, H.B. and K.L.Lee : Liquefaction of Saturated Sand during Cyclic Loading, Proc. ASCE, Vol.91, SM6, 1966, pp.105-134.
- 54) Finn, W.D.L., K.L.Lee and G.R.Martin : An Effective Stress Model for Liquefaction, Proc. ASCE, GT6, 1977, pp.589-605.
- 55) Liou, C.P., V.L.Streeter and F.E.Richart : Numerical Model for Liquefaction, Proc. ASCE, GT6, 1977, pp.589-605.
- 56) Ghaboussi, J. and S.U.Dikmen : Liquefaction Analysis of Horizontally Layered Sands, Proc. ASCE, GT3, 1978, pp.341-356.
- 57) 後藤尚男, 岡二三生, 関口宏三 : 層状地盤の液状化解析, 京都大学防災研究所年報, Vol.22, 1979, pp.49-74.

- 58) Tatsuoka, F. and K. Ishihara : Drained Deformation of Sand Under Cyclic Stresses Reversing Direction, Soils and Foundations, Vol.14, No.3, 1974, pp.51-65.
- 59) Ishihara, K., F.Tatsuoka and S.Yasuda : Undrained Deformation and Liquefaction of Sand under Cyclic Stresses, Soils and Foundations, Vol.15, No.1, 1975, pp. 29-44.
- 60) Ishihara, K. and S.Okada : Yielding of Overconsolidated Sand and Foundations, Vol.18, No.1, 1978, pp.58-72.
- 61) 竜岡文夫, 吉原光美 : 三軸試験における砂の降伏特性について, 第9回土質工学研究発表会, 1974, pp.211-214.
- 62) 西好一, 江刺靖行, 西邦正 : 非排水条件下における砂の有効応力経路とその予測, 第15回土質工学研究発表会, 1980, pp.361-364.
- 63) 西好一, 江刺靖行 : 繰り返し荷重下における砂の弾-塑性挙動, 第34回土木学会年次学術講演会講演概要集(Ⅲ), 1979, pp.33-34.
- 64) Richart, F.E., J.R.Hall and R.D.Woods : Vibrations of Soils and Foundations, Prentice-Hall Inc., 1970.
- 65) Ohtsuki, H., K.Nishi, T.Okamoto and S.Tanaka : Time Dependent Characteristics of Strength and Deformation of a Mudstone, Proc ISRM, Tokyo, 1981, pp. 113-118.
- 66) 西好一, 江刺靖行 : 泥岩の力学的特性に関する研究(その3), 各種載荷条件下における強度-変形特性とその統一的解釈, 電力中央研究所研究報告, №382013, 1982.
- 67) 西好一, 江刺靖行 : 泥岩の力学的特性に関する研究(その4), 振動荷重下における強度-変形特性, 電力中央研究所研究報告, №382014, 1982.
- 68) 西好一, 江刺靖行 : 泥岩の力学的特性に関する研究(その5), 弱面を有する供試体の強度-変形特性, 電力中央研究所報告, 1982, (印刷中)
- 69) 仲野良紀 : 泥岩の力学特性と膨脹性トンネルおよびフィルダム, 土と基礎, Vol.28, No.7, 1980, pp. 37-43.
- 70) 世良田章正, 足立紀尙, 岩崎好規 : 地下空洞における岩盤のクリープの変形の計測とその適用, 土と基礎, Vol.24, No.1, 1976, pp.21-26.
- 71) Morgenstern, N. : Slope and Excavation in Heavily Over-Consolidated Clay, State of the Art Report, Proc, 9th ICSMFE, Vol.2

Tokyo, 1977, pp. 567-581.

- 72) Skempton, A.W. : Long-term Stability of Clay Slopes, Geotechnique, Vol.14, No.2, 1964, pp.77-101.
- 73) Bishop, A.W. and H.T.Lovenbury : Creep Characteristics of two Undisturbed Clays, Proc, 7th ICSMFE, 1969, pp.29-37.
- 74) Marsland, A. : The Shear Strength of Fissured Clay, Stress-Strain Behavior of Soils, Proc. Roscoe Memorial Symposium, 1972, pp.59-68.
- 75) 赤井浩一, 足立紀尙, 西好一 : 堆積軟岩(多孔質凝灰岩)の弾-塑性挙動, 土木学会論文報告集, No.271, 1978, pp.83-95.
- 76) 赤井浩一, 足立紀尙, 西好一 : 堆積軟岩(多孔質凝灰岩)の時間依存特性と構成式, 土木学会論文報告集, No.282, 1979, pp.75-87.
- 77) Akai, K., T.Adachi, K.Nishi : Mechanical Properties of Soft Rocks, Proc. 9th ICSMFE, Vol.1 Tokyo, 1977, pp.7-10.
- 78) 足立紀尙, 小川豊和 : 堆積軟岩の力学特性と破壊規準, 土木学会論文報告集, No.295, 1980, pp.51-63.
- 79) Hobbs, D.W. : A Study of the Behavior of Broken Rock under Triaxial Compression and Its Application to Mine Roadways Int.J. Rock Mech.Mining Sci., Vol.3, 1966, pp.11-14.
- 80) Murrell, S.A.F. : The Effect Triaxial Stress System on the Strength of Rocks at Atmospheric Temperature, Geophys. J., Vol.10 No.3, 1966, pp.231-281.
- 81) Yoshinaka, R. and T. Yamada : Strength Criterion of Rocks, Soils and Foundation Vol.20, No.4, 1980, pp.113-126.
- 82) 足立紀尙, 林正之 : 軟岩の力学特性に及ぼす不連続面の影響について, 土木学会論文報告集, No.305, 1981, pp.97-110.
- 83) Casagrande, A. and S.D. Wilson : Effect of Rate of Loading on the Strength of Clay and Shales at Constant Water Content, Geotechnique, Vol.2, 1951, pp.251-263.
- 84) 足立紀尙, 高瀬昭雄 : 堆積軟岩の長期強度の推定法, 土木学会年次学術講演会概要集, 1980, pp.340-341.

- 85) Adachi, T. and A. Takase : Prediction of Long Term Strength of Soft Sedimentary Rock, Proc. ISRM, Tokyo, 1981, pp.93-98.
- 86) Perzyna, P. : The Constitutive Equations for Work-hardening and Rate Sensitive Plastic Materials, Proc. Vibrational Problems, Warsaw, Vol.4, No.3, 1963, pp.281-290.
- 87) Saito, M. and H.Uezawa : Failure of Soil due to Creep, Proc. 5th ICSMFE, Paris, 1961, pp.315-318.
- 88) 石原研而 : 土質動力学の基礎, 鹿島出版会, 1976.
- 89) Sangrey, D.A., D.J.Henkel and M.L.Esring : The Effective Stress Response of a Saturated Clay Soils to Repeated Loading, Canadian Geotech. J., 1969, pp.241-252.
- 90) 横堀武男 : 材料強度学, 技報堂, 1965.
- 91) Seed, H. and I.M.Idriss : Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses, Earthquake Engineering Research Center Report, No. EERC 70-10, 1970.
- 92) Hardin, B.O. and W.L.Black : Closure to Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay, Proc. ASCE, SM6, 1969, pp.1531-1537.
- 93) 富永真生, 橋本正治 : 側方変位の現地計測による盛土の施工管理について, 土と基礎, Vol.22, No.11, 1974, pp.43-51.
- 94) 富永真生, 越後勇吉, 岩崎好規 : 土留め構造物のリアルタイム施工管理手法について, 土留めの諸測定に関するシンポジウム発表論文集, 1978, pp.79-84.
- 95) Lambe, T.W. : Up-To-Date Methods of Investigating the Strength and Deformability of Soils, Proc. of 8th ICSMFE, Vol.3, Moscow, 1973, pp.3-43.
- 96) 西好一, 江刺靖行, 吉田保夫 : 大型マットコンクリート基礎・砂レキ地盤の相互作用 (その2) 基礎施工時の沈下・土圧計測および弾・塑性有限要素解析手法の実証, 電力中央研究所研究報告, No.379033, 1980.
- 97) 赤井浩一 : 土質力学, 朝倉書店, 1966.
- 98) De Beer, E. and A. Marstens : Method of Computation of an Upper Limit for the Influence of Heterogeniety of Sand Layers in the

- Settlement of Bridges, Proc. 4th ICSMFE, London Vol.1, 1956, pp. 275-281.
- 99) Terzaghi, K. and R.B.Peck : Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley, 1968.
- 100) Parry, R.H.G. : Estimating Foundations Settlements in Sand from Plate Bearing Tests, Geotechnique, Vol.28, 1978, pp.107-118.
- 101) Bjerrum, L. and Eggestadt, A. : Interpretation of Loading Test on Sand, Proc. Euro. Conf. on SMFE, Vol.1, 1963, pp.199-204.
- 102) D' Appolonia, D.J., E.D'Appolonia, and R.F.Brisette : Settlement of Spred Footings on Sand, Proc. ASCE, SM3, 1970, pp.735-760.
- 103) Meyerhof, G.G. : Shallow Foundations, Proc. ASCE, SM2, 1965, pp.21-31.
- 104) D' Appolonia, D.J., E.D'Appolonia and R.F.Brisette : Discussions, Proc. ASCE, SM2, 1970, pp.754-761.
- 105) Schmertmann, J.H. : Static Cone to Compute Static Settlement over Sand, Proc. ASCE, SM3, 1970, pp.1011-1043.
- 106) 国生剛治 : スラブ基礎の解析－ウィンクラー地盤と弾性体地盤－, 土と基礎, Vol.24, No.9, 1976, pp.69-76.
- 107) Girijavallabhan, C.V. and L.C.Reese : Finite-Element Method for Problems in Soil Mechanics, Proc. ASCE, SM2, 1968, pp.473-496.
- 108) Mitchell, J.K. and W.S.Gardner : Analysis of Load Bearing Fills over Soft Subsoils, Proc. ASCE, SM11, 1971, pp.1549-1571.
- 109) 松岡元, 香川和夫, 中井照夫 : 土のダイレイタンスを考慮した地盤の有限要素解析, 土木学会論文報告集, No.266, 1977, pp.95-105.
- 110) 岸田英明, 中井正一 : 水平方向地盤反力係数の非線型性, 第11回土質工学研究発表会講演集, 1976, pp.609-612.
- 111) 西好一, 江刺靖行, 中村秀治 : 大口径取水管の水中埋設時の挙動と設計(その3)有限要素法による安全性の検討, 電力中央研究所研究報告, No.378004, 1978.
- 112) 江刺靖行, 西好一, 吉田保夫, 中村秀治 : 大口径取水管の水中埋設時の挙動, 土と基礎, Vol.27, No.3, 1979, pp.63-69.
- 113) 西好一, 江刺靖行, 吉田保夫, 中村秀治 : 海底取水管の埋設時挙動とその解析, 電力土

木, No.165, 1980, pp.54-69.

- 114) 中村秀治, 西好一, 江刺靖行: 大口径取水管の水中埋設時の挙動と設計(その2) 弾-塑性地盤-構造物系の解析手法の開発と適用, 電力中央研究所研究報告, No.378003, 1978.
- 115) Marston, A. and A.O.Anderson : The Theory of Loads on Pipes in Ditches and Tests of Cement and Clay Drain Tile and Sewer Pipes, Bulletin No.31, Iowa Eng. Exp. Station, Iowa, 1913.
- 116) Spangler, M.G. : Underground Conduits-An Appraisal of Modern Research, Trans. ASCE Vol.113, 1948. pp.316-374.
- 117) Brown, C.B. : Forces on Rigid Culverts under High Fills, Proc. ASCE, ST5, pp.195-215.
- 118) Brown, C.B., D.R.Green and S.Pawsey : Flexible Culverts under High Fills, Proc. ASCE, ST4, 1968, pp.905-917.
- 119) 成田国朝: 地中埋設管に関する有限要素解析, 埋設管に関するシンポジウム発表論文集, 1975, pp.9-12.
- 120) 西好一, 江刺靖行, 吉田保夫: 杭に作用するネガティブフリクションの研究(その1), 模型実験による機構解明と群杭効果の評価及び杭軸力の予測解析手法, 電力中央研究所研究報告, No.379014, 1979.
- 121) 西好一, 江刺靖行, 吉田保夫: 杭に作用するネガティブフリクションの研究(その2), 盛土直下杭を対象とした現場実測とその挙動解析, 電力中央研究所研究報告, No.379021, 1979.
- 122) 西好一, 江刺靖行, 吉田保夫, 島本正雄: 大型送電用鉄塔基礎杭に及ぼす地盤変形の影響, 電力中央研究所研究報告, No.381006.
- 123) 西好一, 江刺靖行, 吉田保夫, 島本正雄: 杭のネガティブフリクションに関する実験的・解析的研究, 土木学会論文報告集, No.309, 1981, pp.63-77.
- 124) Nishi, K. and Y.Esashi : Negative Friction Lateral Movement Induced in Pile by Surcharges, CRIEPI Report E381001, 1982.
- 125) Nishi, K. and Y.Esashi : Field Measurement and Prediction of Negative Friction on Piles, Proc. Int. Symp. on Numerical Models in Geomecha, Zurich, 1982.
- 126) Garlanger, J.E. and T.W. Lambe : Proceedings of a Symposium on

Down-drag on Piles, Department of Civil Eng., MIT, Cambridge, 1973.

- 127) Terzaghi, K. and R.B. Peck : Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, New York, 1948, pp.473-474.
- 128) 鋼グイ研究委員会：ネガティブフリクション，土質工学会，1969，pp.259-271.
- 129) 別所多喜次：鉄道高架橋構造に関する研究，京都大学学位論文，1961.
- 130) Watanabe, S., H. Tanaka and M. Nasu : Negative Skin Friction acting on Pile, Proc. 5th Int.Congr.on Rheology. Vol.2, 1969, pp. 569-578.
- 131) Seed, H.B. and L.C. Reese, The Action of soft Clay along Friction Piles, Proc. ASCE, Vol.81, 1955, pp.1-28.
- 132) Sawaguchi M. : Approximate Calculation of Negative Skin Friction on a Pile, Soils and Foundations Vol.11, No.3, 1971, pp.31-49.
- 133) 伊藤富雄，松井保：杭に作用するネガティブフリクションに関する研究，土木学会論文報告書，No.221，1974，pp.49-58.
- 134) Poulos, H.G. and E.H. Davis : Prediction of Downdrag Forces in End-Bearing Piles, Proc. ASCE, No.GT2, 1975, pp.189-204.
- 135) 横尾義貫，山肩邦男，長岡弘明：単杭に作用する Negative Skin Friction の理論解，日本建築学会論文報告集，No.133，1967，pp.31-37.
- 136) 木村孟，成田国朝，甲斐総治郎：ネガティブフリクションのFEM解析，第8回土質工学研究発表会，1973，pp.431-434.
- 137) Walker, L.K. and P.L.E.P. Darvall : Some Aspects of Drag down on Piles, Proc. 2nd South-East Asian Conf, on Soil Eng., Singapore, 1970. pp.121-136.
- 138) Zeevaert, L. : Reduction Point Bearing Capacity of Piles Because of the Negative Friction, Proc. 1st Pan-American Conf. on SMFE 1959, pp.1145-1151.
- 139) 横尾義貫，山肩邦男，長岡弘明：群杭に作用する Negative Friction Skin Friction の理論解，日本建築学会論文報告集，No.150，1968，pp.51-57.
- 140) 江刺靖行，西好一，吉田保夫，池見元宜：ネガティブフリクションを受けている大型送電鉄塔基礎杭の安全性の検討，電力中央研究所依頼報告，No.376523，1976.

- 141) 柴田徹, 関口秀雄, 述幾則, 行友浩: 杭に働く負摩擦の模型実験, 第22回土質工学シンポジウム発表論文集, 地盤と構造物の相互作用, 1977. pp. 21-28.
- 142) 岡部達郎: ネガティブフリクションを考慮した杭基礎工法, 土木学会論文報告集, No.241, 1975, pp.51-66.
- 143) 井上嘉信, 小林幸男: 近接杭による負の摩擦力の軽減効果, 第10回土質工学研究発表会, 1975, pp.521-524.
- 144) 堤一高, 根井基雄: ネガティブフリクションの測定結果について, 土と基礎, No.881, 1975, pp.49-55.
- 145) Johannessen, I.J. and L. Bjerrum : Measurement of the Compression of a steel Pile to Rock due to Settlement of the Surrounding Clay Proc. 6th ICSMFE, Vol.II, 1965, pp.261-264.
- 146) Brooker E.W. and H.O. Ireland : Earth Pressure at Rest related to Stress History, Canadian Geotech. J., Vol.II, No.1, 1965, pp.1-15.
- 147) Alpan, I. : The Empirical Evaluation of the Coefficient K_o and K_{oR} , Soils and Foundations, Vol.VII, No.1, 1967, pp.31-40.
- 148) Goodman, R.E., R.L. Taylor and T.L. Brekke : A Model for the Mechanics of Jointed Rock, Proc. ASCE, SM3, 1968, pp.637-659.

謝 辞

本論文は、著者が電力中央研究所に入所以来7年間にわたって実施してきた研究をとりまとめたものである。本研究を遂行するにあたり終始御指導御鞭撻を賜った京都大学教授赤井浩一先生、土質・岩盤力学へのアプローチ手法の御教示ならびに本論文のとりまとめにあたり御助言御鞭撻を頂いた京都大学助教授足立紀尚先生に心から感謝の意を表する次第である。

また、入所以来地盤調査法、現場実験における計測方法を始め昼夜を問わず御助言御指導を頂いた電力中央研究所地盤耐震部次長江刺靖行博士、研究の遂行にさいし御理解御鞭撻を賜った電力中央研究所所長千秋信一博士、エネルギー開発本部林正夫博士、地盤耐震部長桜井彰夫博士ならびに実験・解析の両面に亘り御助言を頂いた地盤耐震部地震波動研究室室長国生剛治博士、同研究室吉田保夫主査研究員を始めとする電力中央研究所の関係各位に深謝の意を表する次第である。

なお、現場および室内実験の遂行にさいして御世話を頂いた東京電力㈱、北海道電力㈱、九州電力㈱を始めとする各電力会社の関係各位、数多くの研究生を派遣して頂いた東海大学君島博次教授および東京理科大学福岡正巳教授、室内実験の遂行にまた勉学にと共に励んできた元・東海大学大学院生宇野晴彦、元・同大学学生高橋要、与那原利行、柏木清、池上武男、元・東京理科大学学生西邦正、青山正信、深沢裕志の諸君、数値解析にさいし御協力頂いた㈱構造計画研究所伊藤和郎氏ならびに室内実験面で御世話頂いた㈱応用地質調査事務所の関係各位に厚く御礼申し上げる次第である。

正誤表			
頁	行	誤	正
2	14	Von-Mise	Von-Mises
5	2	砂レキ	砂礫
24	8	$(K_o = 1 - \sin \phi)$	$(K_o = 1 - \sin \phi, \phi = 40.8^\circ, K_o = 0.35)$
29	4	Labe	Lade
36	図 2-28		
37	図 2-29(b)	σ'_m	τ_{oct}
		横軸	
63	5	体積変化最大圧縮点	最大圧縮時
77	14	しうるかる示して	しうるかを示して
95	20~21	有効応力経路	有効平均応力軸
144	8	振動載荷試験	振動載荷試験
145	13	度合	度合
148	11))	10)
171	4	塑性変型	塑性変形
171	5	弾性変型	弾性変形
171	15	実施され τ_{xy} 位置	実施された原位置
184	14	考察してみよう	考察してみよう
188	6	のめりことなく	のめりこむことなく
189	5	生じる	沈下する
207	表 9-2	0.062	0.0062
208	7	粘土性	粘性土
208	18	粘性土槽	粘性土層
226	10	Roscoe	Roscoe
213	13	せん断応力	せん断応力
236	4	ならびに管体応力	ならびに管体変位